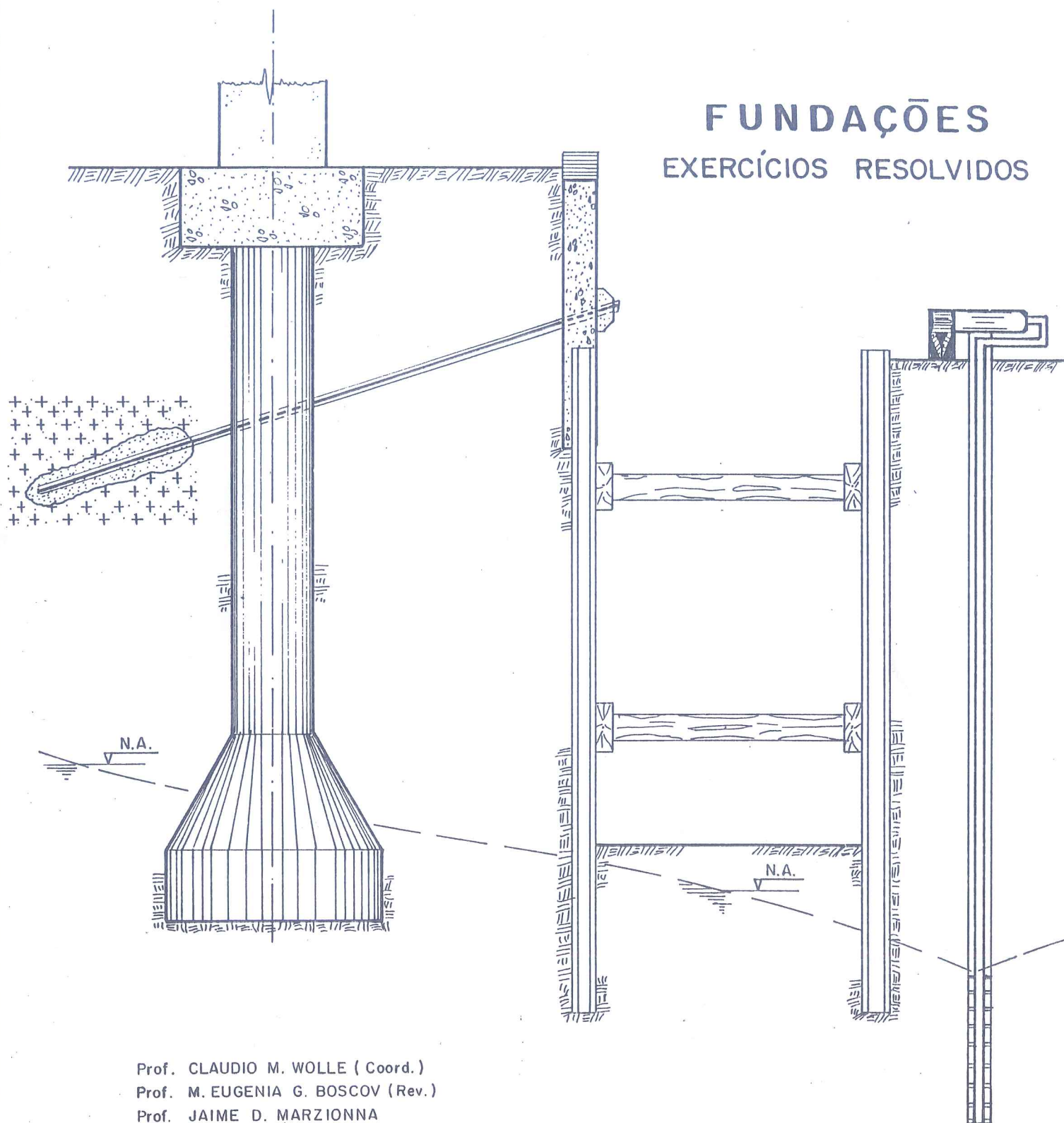
ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
DE SÃO PAULO

FUNDAÇÕES

EXERCÍCIOS RESOLVIDOS

Prof. CLAUDIO M. WOLLE (Coord.)
Prof. M. EUGENIA G. BOSCOV (Rev.)
Prof. JAIME D. MARZIONNA
Prof. LUIZ G.S. DE MELLO
Prof. ROBERTO KOCHEN
Prof. PAULO A. NEME
Prof. JOSÉ J. NADER

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ÍNDICE

INTRODUÇÃO

A disciplina PEF-502 Fundações é a terceira, na seqüência das disciplinas da área de Geotecnia ministradas no curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da USP. Segue-se à disciplina básica Mecânica dos Solos e à disciplina de aplicação Obras de Terra, sendo lecionada no 1º semestre do 5º ano, na atual estrutura curricular do curso.

Desta forma, os alunos se defrontam com as questões de fundações no último ano do seu curso, após terem apreendido os conceitos e as práticas da Matemática, Química e Física, assim como noções de Geologia Aplicada, Resistência dos Materiais, Estabilidade da Construções, e Tecnologia dos Materiais de Construção. Estes alunos já são, na prática, engenheirandos, prestes a iniciar sua atividade como profissionais graduados e, na maioria das vezes, já atuam na profissão como estagiários, seja nos escritórios de engenharia e nas empresas construtoras, seja nos laboratórios da Universidade ou de institutos de pesquisa.

A presente apostila se destina a esses alunos, muitos dos quais já se defrontaram com questões relacionadas a fundações, escavações ou obras enterradas, mesmo antes de cursarem a disciplina específica na EPUSP, e que devem, em um único semestre, receber uma carga relativamente grande de informações que tratam do projeto e da execução de fundações para edifícios e outras estruturas, do ponto de vista geotécnico, assim como das escavações escoradas, empuxos e muros de arrimo e do tratamento d'água para estes tipos de obra.

O assunto enfocado é amplo e, em virtude da exigüidade do prazo disponível (um semestre) a disciplina é lecionada de forma intensiva, com muitos tópicos e aspectos não sendo tratados em maior profundidade. A opção adotada nas disciplinas de Geotecnia na EPUSP, especialmente nesta de Fundações, é de se procurar comprimir a matéria-objeto em detrimento da alternativa de suprimir tópicos ou assuntos para permitir maior aprofundamento. Na Escola Politécnica da USP, esse aprofundamento dos conhecimentos relativos a cada área tratada nas disciplinas do curso de graduação é realizado pelos cursos de pós-graduação, que representam uma seqüência natural à graduação, onde os alunos se especializam, por exemplo no campo da Geotecnia, com um enfoque mais aprofundado e em nível mais teórico e conceitual.

Assim, as disciplinas da graduação na EPUSP representam um primeiro contato do aluno com os diversos assuntos e, em muitos casos, esse contato é rápido e até um pouco superficial. Na disciplina Fundações isso também ocorre. Os assuntos são tratados em uma seqüência muito rápida, às vezes criticada como sendo "corrida". Os conceitos básicos, assim como as principais metodologias de cálculo e análise e algumas técnicas e aspectos da prática construtiva são apresentados aos alunos em "aulas teóricas", geralmente ministradas pelo professor responsável pela disciplina ao conjunto total dos alunos inscritos. A aplicação de conceitos por meio de exercícios que são discutidos e em muitos casos resolvidos em classe, assim como um certo detalhamento das principais metodologias de cálculo e análise, são conseguidos pelas "aulas de exercícios" (ou "aulas práticas"),

distribuídas listagens de exercícios de aplicação relacionados com os temas tratados, assim como, devido ao tempo um pouco mais dilatado e ao menor número de alunos por classe, viabiliza-se, com mais facilidade, um diálogo aluno-professor.

O apoio bibliográfico específico para a disciplina Fundações da EPUSP tem sido insuficiente nos últimos anos e a presente apostila visa reduzir tal deficiência, apesar de estarem os docentes plenamente cientes de que, por ora, trata-se apenas de uma redução dessa deficiência e não de sua eliminação.

Em meados da década de 1970 a disciplina Fundações na EPUSP esteve sob responsabilidade do Professor Dr. Victor F. B. de Mello, ex-presidente da Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Fundações e um dos grandes nomes da Geotecnia em nível mundial. O Prof. Mello reorganizou as disciplinas da área de Geotecnia na EPUSP, modernizando-as. Fundações mantém até hoje uma influência bastante marcante da passagem do Prof. Mello, de quem vários dos docentes atuais foram assistentes na época. Remanesce uma publicação produzida pelo Prof. Mello, ainda hoje de grande valia para o curso, a apostila "Fundações e Elementos Estruturais Enterrados", editada pelo Departamento de Estruturas e Fundações em 1975, que vem sendo impressa e tem funcionado como um dos apoios bibliográficos do curso, voltada principalmente às questões mais teóricas e conceituais.

No início da década de 1980 o Prof. Milton Vargas, catedrático de Mecânica dos Solos e Fundações da EPUSP e certamente outro grande nome da Geotecnia brasileira em nível mundial, retomou a direção da disciplina Fundações, a qual já exercera nas décadas anteriores e, por vários anos, orientou o grupo de docentes ligados a esta disciplina. Nessa época o Prof. Vargas escreveu a apostila "Fundações de Edifícios", editada pelo Departamento de Livros e Publicações do Grêmio Politécnico em 1982, que também continua sendo impressa e funciona como outro apoio bibliográfico ao curso atual.

Em 1979 os docentes da disciplina na ocasião (vários dos atuais e mais os engenheiros W. Hachich e J.L. Salvoni) reuniram em uma apostila as listagens de exercícios que costumavam distribuir aos alunos, assim como textos de resolução dos mesmos (apelidados pelos alunos de "gabaritos"), de modo a formar um caderno de anotações voltado especificamente para o lado prático do curso ou seja, em que os alunos podiam, com maior facilidade de acesso, dedicar-se diretamente à resolução de exercícios voltados principalmente ao projeto e concepção de fundações, muros de arrimo, escavações escoradas e de rebaixamento de nível d'água.

Como não podia deixar de ser, essa apostila de exercícios tinha uma certa preferência dos alunos em virtude do acesso mais fácil e imediato aos assuntos e da reduzida carga teórica com que os assuntos eram enfocados. Tratava-se, no entanto, de uma coletânea de exercícios preparados em determinada época por diversos docentes, e de "gabaritos" apresentados com graus muito diferenciados de profundidade e com enfoques às vezes também variáveis. Acresciam-se a essa deficiência outras como a baixa qualidade gráfica, falta de revisão, erros de datilografia e até incorreções nas resoluções de alguns exercícios. Mesmo assim essa apostila sobreviveu por cerca de dez anos até ser retirada de circulação por estar definitivamente superada na versão original.

propuseram-se a reeditar a apostila "Exercícios de Fundações", após uma profunda revisão e adequação. As tarefas foram distribuídas entre os membros da equipe, de modo que a cada um coube revisar e reescrever um ou dois capítulos, cuja montagem foi feita à semelhança do atual programa da disciplina. Desta forma, a seqüência de apresentação dos assuntos segue, essencialmente, a seqüência de apresentação das aulas de exercícios da atual disciplina PEF 502 da EPUSP.

No primeiro capítulo é apresentada uma discussão a respeito da "obtenção de parâmetros geotécnicos" para o projeto de fundações, no qual se enfocam os métodos de investigação do subsolo já tratados na disciplina anterior Mecânica dos Solos e dá-se ênfase à obtenção de parâmetros por meio de ensaios de campo e laboratório e sua estimativa a partir de correlações empíricas.

Segue-se uma seqüência de seis capítulos, correspondente a igual número de aulas no programa, em que são tratados os vários tipos de fundações, os conceitos associados ao seu projeto, os principais métodos de cálculo utilizados e aspectos relacionados com os processos construtivos. Essa seqüência se inicia com as Fundações Diretas Rasas, segue com as Fundações por Tubulões e se encerra com as Fundações por Estacas. Além do projeto geométrico em planta, no qual se discutem as questões relacionadas com o dimensionamento a partir das "tensões admissíveis" e a estimativa de recalques, nas fundações profundas trata-se da determinação das cotas de apoio dos tubulões e profundidades a atingir pelas estacas. Nos casos de fundações profundas são tratadas também as questões de solicitações não axiais, de arrancamento e o comportamento de grupos de estacas. Embutida nessa seqüência encontra-se um capítulo que trata especificamente dos conceitos, métodos e fórmulas de capacidade de carga e de previsão de recalques de fundações diretas.

Conhecidos os principais tipos de fundações e seus comportamentos segue então um capítulo que aborda a escolha do tipo de fundação mais adequado em função das características da estrutura e do terreno. Neste capítulo apresentam-se a metodologia e uma série de exemplos de escolha de fundações.

Terminada a seqüência de fundações propriamente ditas vem então um conjunto de quatro capítulos (aulas) que tratam de empuxos de terra, muros de arrimo, escavações escoradas e do rebaixamento do nível d'água, uma vez que, curricularmente, esses temas integram, na EPUSP, a disciplina Fundações.

Toda a apresentação da apostila segue o esquema de aulas da disciplina em que primeiro são apresentados os exercícios a serem resolvidos, em seguida descrevem-se as soluções para esses exercícios com comentários e discussões, e citam-se referências bibliográficas de interesse específico para cada assunto.

Esta apostila não pretende pois constituir-se em "livro-texto convencional", onde são apresentadas descrições detalhadas, explicados os conceitos, métodos e processos associados aos diversos assuntos e dado um enfoque teórico-conceitual. Para essa finalidade os alunos devem recorrer às apostilas já citadas (dos professores Mello e Vargas) ou aos vários livros didáticos disponíveis sobre Fundações, alguns dos quais existem na forma de traduções (como o livro de G. Tschebotarioff), e outros foram escritos por autores brasileiros (como o livro *Introdução à Mecânica dos Solos* de M. Vargas, que tem os capítulos finais voltados às questões de fundações, os

livros-texto a respeito do assunto Fundações, seja os de caráter mais geral (como os de Leonards, Winterkorn e Fang, Bowles, Poulos e Davis etc.), seja os livros específicos sobre determinados assuntos (estacas escavadas, escavações escoradas, tratamento d'água e drenagem, empuxos de terra e obras de arrimo etc.) só são disponíveis en língua estrangeira, geralmente a custos bastante elevados. Todavia, acredita-se que para os alunos do curso de Engenharia Civil, em nível de graduação, a aquisição de material bibliográfico deve restringir-se ao básico, ou seja, às apostilas do curso e, no caso de um interesse maior, aos livros disponíveis em português. Apesar disso, é altamente conveniente que o aluno, por meio de assídua freqüência às bibliotecas, se familiarize com a literatura técnica mais aprofundada e abrangente existente a respeito da Geotecnia em geral e de Fundações em particular, especialmente consultando os principais livros e revistas estrangeiras, alguns citados anteriormente.

O preparo dos capítulos (aulas) desta apostila esteve a cargo dos docentes Engº Jaime D. Marzionna, Engº José J. Nader, Engº Luís Guilherme S. Mello, Engª M. Eugenia G. Boscov, Engº Paulo A. Neme e Dr. Roberto Kochen, além do signatário.

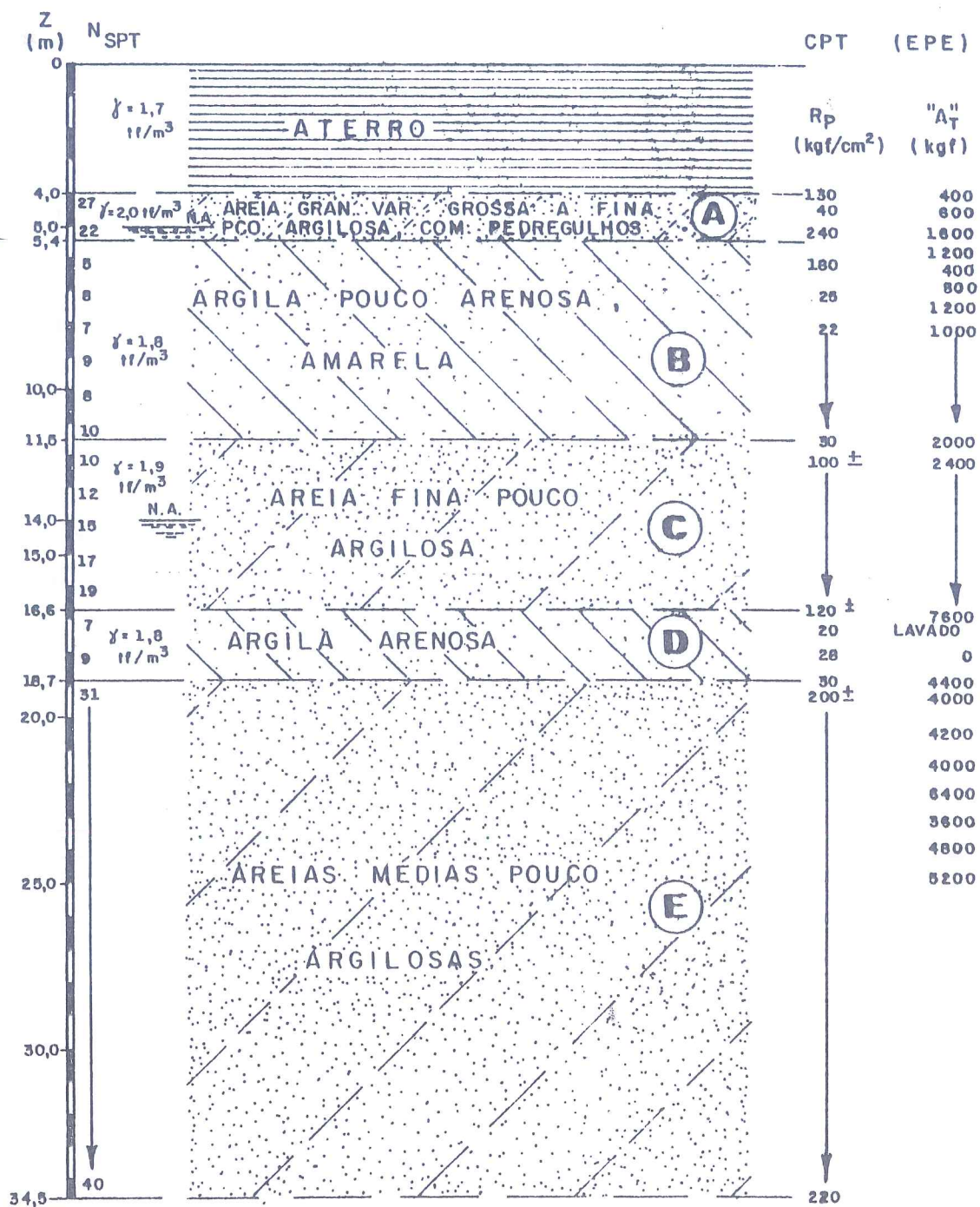
Um agradecimento especial é dirigido à Engª M. Eugenia G. Boscov que revisou o conjunto de aulas e cuidou da editoração do texto.

São Paulo, março de 1992.

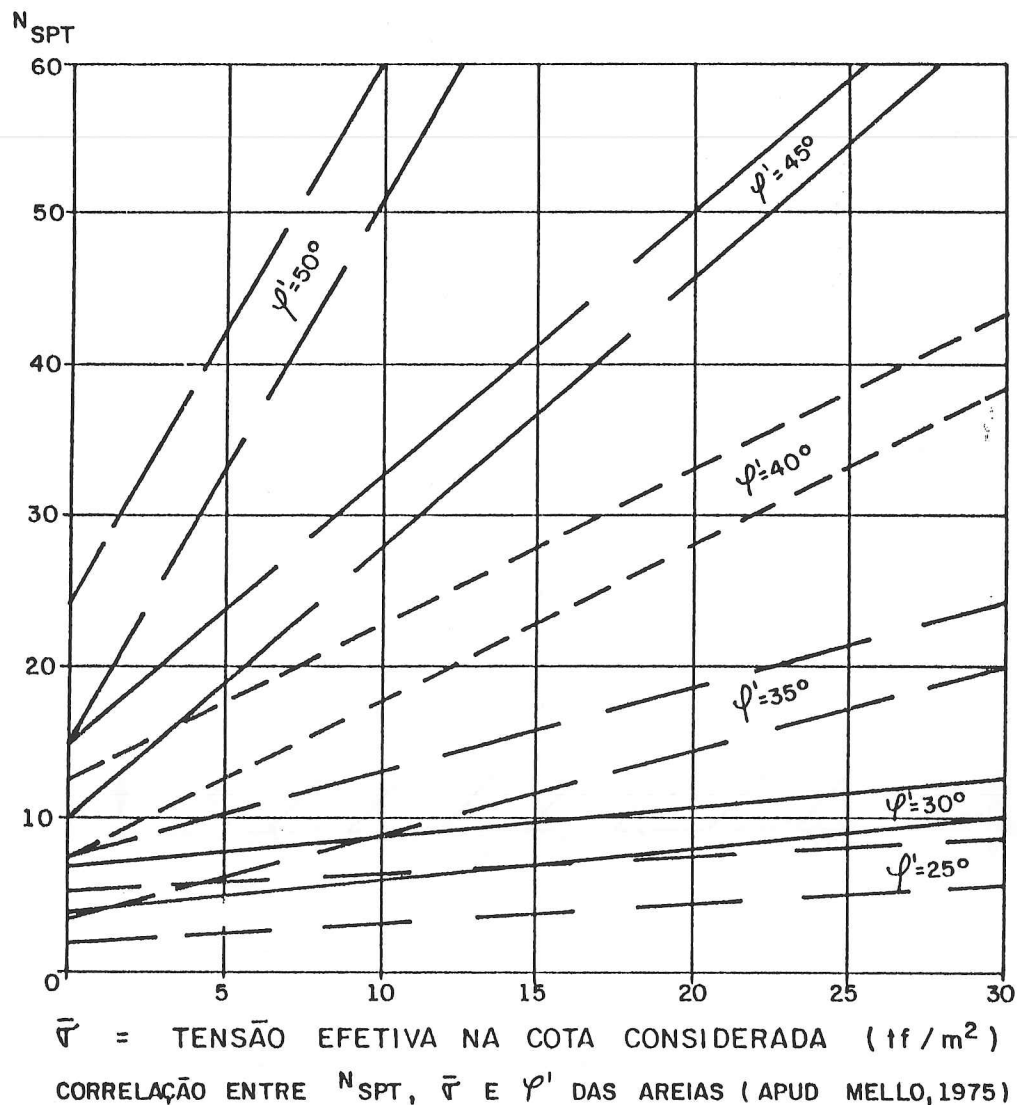
Dr. Engº Claudio M. Wolle
(atual responsável pela disciplina)

1ª AULA DE EXERCÍCIOS

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES

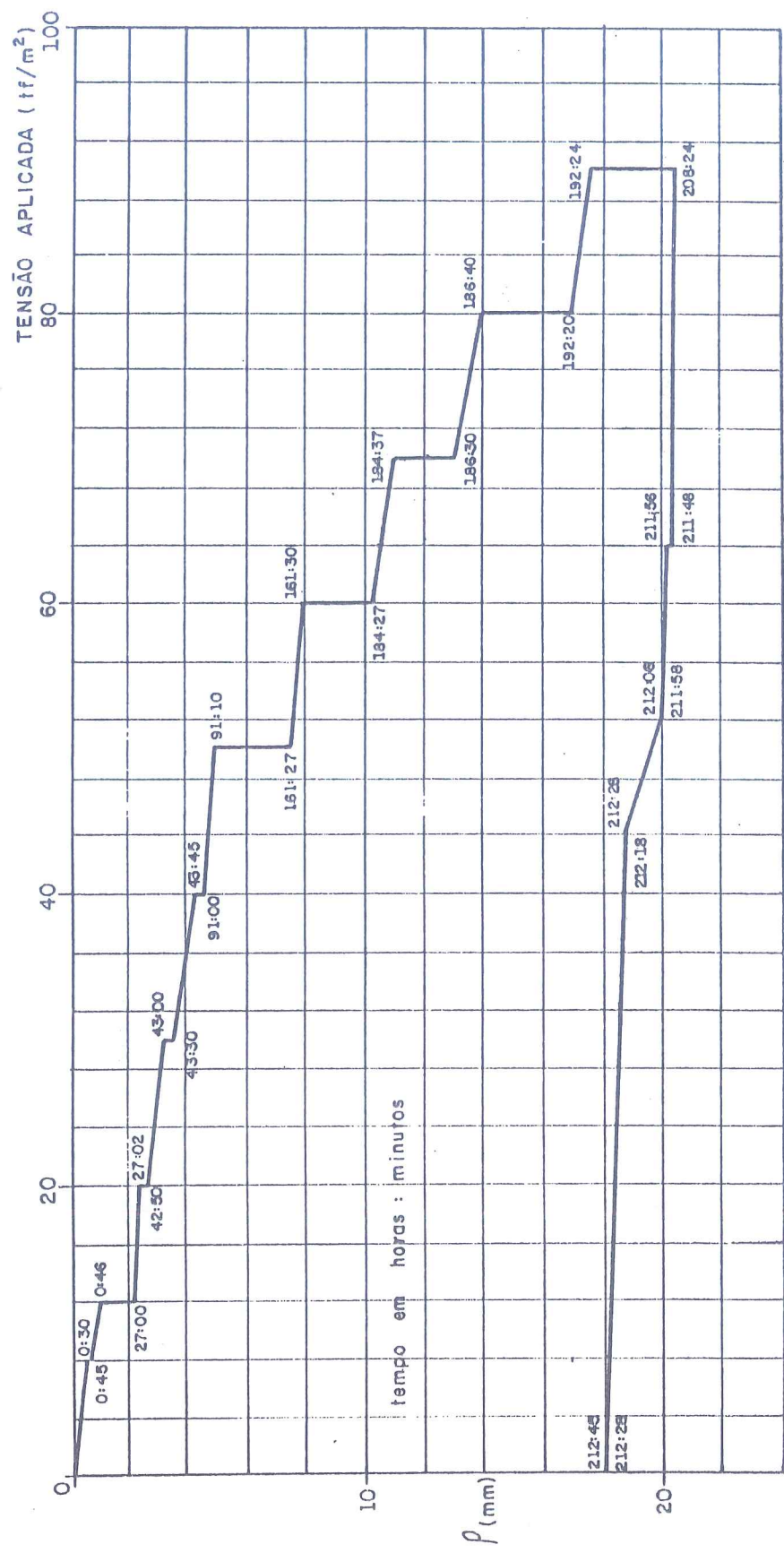
Pretende-se construir um edifício de 12 pavimentos (sendo um deles o subsolo) sobre um terreno cujo perfil é o apresentado abaixo:

1. Avaliar parâmetros significativos geotécnicos em função do perfil e dos resultados dos ensaios SPT e EPE.

Observação: A figura apresentada a seguir, com curvas SPT = f(ø',σ'), será útil na resolução dos exercícios.

CORRELAÇÃO ENTRE N_{SPT}, $\bar{\sigma}$ E φ' DAS AREIAS (APUD MELLO, 1975)

2. Foi realizada na camada B (argila pouco arenosa, amarela, $5 \leq SPT \leq 10$) do perfil, uma prova de carga sobre placa de 0,8 m de diâmetro. O resultado obtido é apresentado a seguir.

   Determinar σ_{rupt} e σ_{adm} por "código", o valor do coeficiente de reação K_s e estimar o valor de E (módulo de elasticidade utilizado em fórmulas da Teoria da Elasticidade para cálculo de recalques).

3. Discutir uma programação de ensaios para a camada B do perfil, para as seguintes situações:

   a) Fundação direta.

RESULTADO TÍPICO DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA (Ø = 80 cm)

SOLUÇÃO DA 1ª AULA DE EXERCÍCIOS

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS PARA PROJETO DE FUNDAÇÕES

COMENTÁRIOS INICIAIS

Antes que se passe a abordar o assunto "obtenção de parâmetros para estudos e projetos geotécnicos" solicitado nos exercícios, cabe relacionar alguns aspectos que não se deve perder de mente (sob pena de incorrer em desvios e erros) toda vez que se discute este tema.

1. Espírito crítico

"To be successful in their work they need first of all a thorough grounding in physics, and second, an inquisitive attitude towards the ultimate purpose of their tests. Otherwise investigation degenerates into a habit, comparable to the pious act of an old peasant woman who was found absorbed in prayer while kneeling in front of a milestone on a mountain road. When a passing tourist asked her which saint this stone represented, she replied, 'I don't know, but he is certainly good for something'" (Terzaghi, 1936, apud de Mello, 1978).

2. Natureza da obra e problemas geotécnicos envolvidos

Só há sentido em discutir investigações geotécnicas tendo em vista a natureza e o tipo de problemas em questão. Perante essa ótica, o primeiro passo é realizar uma tipologia da obra, identificando os principais problemas (estados limites de utilização e últimos) a ela associados, para então discutir metodologias de cálculo (quando) aplicáveis, e parâmetros e investigações necessárias.

Apresenta-se na Tabela 1, a título de exemplo, uma relação (não exaustiva) de estados limites associados a diversos tipos de obras. Mais adiante, é apresentada também uma programação qualitativa e parcial de investigações para uma galeria de fundo de vale para canalização de córrego, assente sobre solos argilosos moles, adjacente a edificações e sobre a qual se implantará um pavimento (Tabela 2).

3. Quantidade de investigações

Investigações objetivam caracterizar basicamente geometria e materiais envolvidos; outras poucas vezes o estado inicial de tensões é visualizado como variável de interesse.

Há relativamente pouca informação sobre a quantidade de investigações necessárias. Existe Norma Brasileira

Tabela 1 - Exemplos de estados limites em algumas obras civis que envolvem maciços de terra (Neme, 1981).

Tipo de obra	Estado limite	Caracterizado por
Barragens de Terra	de utilização	. perda d'água excessiva pelas fundações
		. recalques diferenciais excessivos
		. sismos induzidos
		. segurança "não apropriada" de taludes
		. "rastejo"
		. sedimentação - assoreamento
	último	. ruptura de taludes por insuficiência de segurança (estabilidade)
		. ruptura por transbordamento
		. ruptura por erosão interna (tubular regressiva)
		. ruptura por sismos
		. ruptura por liquefação
		. ruptura de condutos internos
		. ruptura por proteção inadequada de taludes
Taludes naturais	de utilização	. deslocamentos excessivos - trincas
		. rastejo
		. erosão excessiva
	último	. ruptura do talude
Aterros sobre solos moles	de utilização	. recalques excessivos
		. trincas
	último	. ruptura geral
Fundações	de utilização	. deslocamentos diferenciais ou absolutos inaceitáveis
	último	. ruptura de peças de fundação ou do conjunto
Muros de arrimo	de utilização	. deslocamentos excessivos
	último	. ruptura geral
		. ruptura por capacidade de carga insuficiente
		. ruptura por deslizamento
		. ruptura por tombamento

Tabela 1 - continuação

Tipo de obra	Estado limite	Caracterizado por
Valas	de utilização	. deslocamentos excessivos nas vizinhanças imediatas
		. levantamento excessivo do fundo da escavação (sem ruptura)
	último	. ruptura de fundo
		. ruptura geral
		. ruptura da parede
		. ruptura do estroncamento
		. efeito de faca
Túneis	de utilização	. deslocamentos verticais na superfície
		. trincas no revestimento
		. infiltrações excessivas
	último	. ruptura da face de escavação
		. ruptura do revestimento

Observação: Não há sentido e é errado realizarem-se investigações em excesso ou de tipo não necessário para o fim específico objetivado.

A rigor cabe uma análise individual de cada caso em função de fatores diversos como conhecimento prévio da região e materiais envolvidos, responsabilidade e custo das obras etc..

Importante julgar a "representatividade" da investigação; área/volume de solo abrangido pelo ensaio versus magnitude da massa de solo envolvida na obra; local do ensaio versus homogeneidade da massa (Geologia).

Exemplifica-se a questão com a apresentação na Tabela 2 da programação de ensaios para o caso citado (construção da galeria de fundo do vale para canalização do córrego, assente sobre solos argilosos moles, adjacente a edificações e sobre a qual se implantará uma rua pavimentada), conforme esquema ilustrativo apresentado na Figura 1.

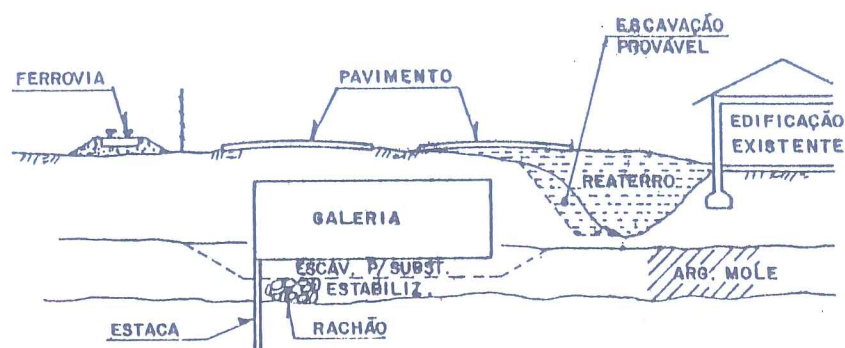



Figura 1 - Esquema ilustrativo da construção de uma galeria de fundo de vale para canalização de um córrego

Tabela 2 - Programação de ensaios geotécnicos

Obra	Problema a Analisar	Metodologia de Cálculo	Parâmetros Necessários	Investigações Necessárias
Pavimento	recalques	Teoria do Adensamento	C_r, p_a, C_c, C_v, e_0, γ NA, geometria	ensaios de caracterização e edométricos* sondagem (SPT)
Galeria	fundação	Capacidade de de carga de placa e estacas	SPT	sondagem (SPT)
	necessidade de substituir ou estabilizar		NA, geometria, SPT	sondagem (SPT)
Escoramento construtivo	dimensões + estabilidade do escoramento	Empuxos Estabilidade global	c_u γ NA, geometria	Vane ensaios de caracterização* sondagem (SPT)
Retaludamento provisório do córrego	estabilidade dos taludes	Bishop Simplificado	c_u γ NA, geometria	Vane ensaios de caracterização* sondagem (SPT)
Edificações + ferrovia vizinhos	necessidade de reforço da fundação	Adensamento	C_r, p_a, C_c, C_v, γ, e_0 NA, geometria	ensaios de caracterização e edométrico* sondagem (SPT)
Reaterro	condições de compactação e dos filtros		γ_{smax}, h_{ot}, δ, γ_{at}, h_{nat}, granulometria	ensaios de caracterização e compactação (sondagem a trado)
Pavimento	dimensionamento			ensaios de caracterização e CBR (sondagem a trado)

* amostras Shelby

4. Metodologias de cálculo

Quanto as metodologias de cálculo disponíveis para aplicação em Geotecnia, cabe colocar enfoque histórico sintético a respeito.

Do início puramente empírico, passou-se a aplicações das Teorias da Elasticidade e da Plasticidade nos casos mais simples onde a solução exata era obtida (e.g. variações no estado de tensões: Boussinesq; Capacidade de Carga: Prandtl-Reissner; empuxos: Rankine etc.).

Para casos mais complexos e tendo necessidade de lidar com maciços, sem auxílio de métodos numéricos de cálculo (não disponíveis no início), e de analisar estados limites de utilização e últimos (recalques e ruptura em linguagem usual da área de solos), a Mecânica dos Solos foi forçada a desenvolver e utilizar métodos empíricos e semi-empíricos de análise. Tem-se então uma grande variedade de processos de cálculo que se prestam a diversas verificações (por exemplo, à avaliação da capacidade de carga de estacas); a "validade" e/ou adequação ou não desses métodos tem sido verificada por meio de comparações entre resultados previstos e observados; em função da proximidade ou não desses arbitram-se margens de segurança menores ou maiores.

Com o advento e a disponibilidade de computadores e de métodos numéricos com destaque particular ao Método dos Elementos Finitos, que permitem calcular continuamente o comportamento das estruturas desde pequenos níveis de deslocamento até o colapso, tornou-se imprescindível novo impulso ao estudo do comportamento reológico dos solos.

Do interesse de parâmetros úteis às Teorias da Elasticidade e da Plasticidade, passou-se a ter interesse no comportamento visco-elasto-plástico (tensão-deformação-tempo). No entanto, estes avanços se restringem, atualmente, ao campo da pesquisa em Geotecnia. Na prática dos projetos e obras da Engenharia Geotécnica os profissionais aplicam, quando possível, modelos simplificados da Elasticidade e da Plasticidade, recorrendo ainda em muitos casos, a formulações empíricas e semi-empíricas.

É este o panorama atual de conhecimento das propriedades dos solos, onde se mesclam números-índice diversos, parâmetros de elasticidade, plasticidade etc..

5. Investigação e ensaio ideais

Na ausência de informações, são desejáveis as seguintes investigações em ordem decrescente de interesse/qualidade:

. carregamento de protótipo

. modelo físico in situ + instrumentação (provas de carga)

. ensaios in situ

. ensaios de laboratório (+ amostragem respectiva)

6. Correlações

As correlações, que fundamentalmente relacionam ensaios de dificuldades e custos diferentes, têm sido muito usadas dentro da prática diária da Geotecnia.

Pelo fato de serem bastante utilizadas e atraentes, cabe sempre ressaltar suas limitações:

. qualquer correlação deve pretender expressar uma relação física entre as variáveis analisadas;

. as dispersões, que são geralmente elevadas, devem sempre ser mencionadas;

. o intervalo de validade da correlação deve sempre ser mencionado;

. as variáveis envolvidas devem se referir a ensaios normalizados;

. as correlações têm validade apenas regional até prova em contrário;

. é interessante que, quando apresentadas em forma gráfica, os pontos que a originaram constem do desenho (apenas coeficientes r^2 podem induzir erros de interpretação).

Do ponto de vista estatístico, todas as variáveis envolvidas nas correlações têm variabilidades inerentes a si. Considerando também que não se têm medidas absolutas (erro no modelo mental de ensaio, princípio de incerteza etc.), parece que do ponto de vista prático o tratamento mais satisfatório que se pode dar aos desvios é tomar o resultado de um ensaio bem normalizado como valor absoluto, fornecendo um estimador sem desvios da propriedade desejada e atribuir todas as incertezas à outra variável (variável dependente da correlação).

Citam-se algumas correlações:

a) *Resistência*

$\phi' = f(N_{SPT}, \sigma'_z)$ gráfico fornecido pelo USBR (United States Bureau of Reclamation, instituição norte-americana de pesquisa e normalização) (in Mello, 1975)

$R_c = 2\,C_u = f(N_{SPT}, \text{sensibilidade}) = N_{SPT}/n$, onde:
$n = 3$ a $100 = f(\text{sensibilidade})$
$n = 6$ a 10 (São Paulo)
$n = 3$ (Santos)
Mello (1975) discute essas correlações, citando que são aproximações, pois, de fato, não seriam nem lineares nem passariam pela origem, e dependeriam da profundidade.

Para a argila dura da região da Caterpillar:

$SPT = 4{,}32 + 1{,}79\ R_c + 0{,}81\ z$

R_c em kgf/cm^2 e z em m

válida para $10 \leq SPT \leq 25$ e $6 \leq z \leq 12$.

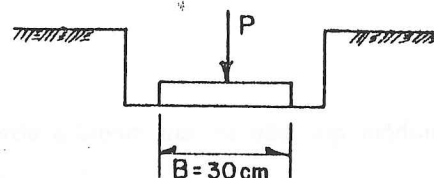
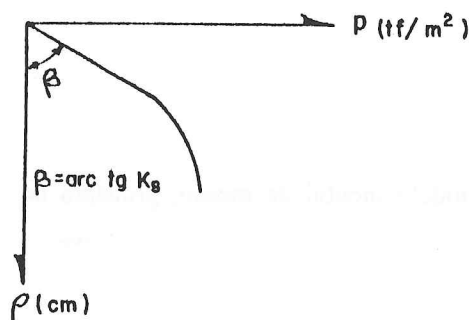
$R_p = 15\ c_u$ para argilas (Pinto, 1990)

R_p é a resistência de ponta obtida no ensaio EPE.

b) *Deformabilidade*

Lembrar que módulos de deformabilidade são bastante dependentes dos traumas de amostragem e das trajetórias de tensões.

b.1) *Parâmetros para recalques imediatos*

Areias (Terzaghi-Peck): $K_s = \sigma/r = 1{,}4\ (N_{SPT} - 3)\ (tf/m^2/cm)$

Observação: A correlação de Terzaghi-Peck é baseada em prova de carga em areias sobre placa quadrada de 30 cm de lado. Não se trata a rigor de uma correlação, mas de uma prescrição, propositadamente muito a favor da segurança, para sapatas rasas. Essa solução não tem apoio teórico, visto que pretende relacionar compressibilidade com indicador de resistência.

Areias (Meyerhof): $K_s = \sigma/r = 2{,}1\ (N_{SPT} - 3)\ (tf/m^2/cm)$

Areias Argilosas de São Paulo (de Mello): $K_s = -24 + 9{,}2\ N_{SPT} \pm 40\%\ (tf/m^2/cm)$, para $3 \leq N_{SPT} \leq 13$

Areias (Schmertmann, 1970): $E = 2\ R_p$ (posteriormente, 2 a 3)

Um problema sério do ensaio EPE é o forte ziguezague do valor de R_p: dadas as pequenas dimensões do cone, qualquer pequeno obstáculo (pedra, núcleo mais resistente) provoca um falso aumento de R_p.

Usiminas (Mello, 1977): $R_p = K\ N_{SPT}\ (1{,}5 \leq K \leq 15)$

em média, $K_s \approx 2\ N_{SPT}$ (placa de 0,8 m de diâmetro).

Argilas:

Considerando-se o módulo de elasticidade secante $E_{50\%}$, tem-se $E/c \approx 100$. Utilizando a correlação $R_p = 15\ c_u$, obtemos $E \approx 6{,}5\ R_p$ para argilas.

b.2) *Parâmetros para adensamento de argilas*

(Terzaghi)

$C_c = 0{,}009\ (LL - 10\%)$

$C_e \approx C_r \approx (0{,}05 \text{ a } 0{,}30)\ C_c$ (na média, $0{,}1\ C_c$)

(Skempton)

$C_u/p_a \approx 0{,}115 + 0{,}0034\ IP$

c) *Permeabilidade*

(Hazen)

$k\ (cm/s) = k_1\ D_e^2\ (cm)$

$D_e = D_{10}$

$50 \leq k_1 \leq 150$

k_1 varia com a compacidade.

Variação de permeabilidade de uma mesma areia com a compacidade:

$k_{fofo}/k_{compacto} =$

2 a 2,5 para solos uniformes

1,7 a 4,5 para a grande maioria dos solos relativamente uniformes

1,5 a 12 - máxima

2,5 a 3,0 - média geral (Hazen)

d) *Tensão admissível (para fundações diretas)*

d.1) *Comparação entre algumas correlações de σ_{adm} (obtido a partir de provas de carga) com N_{SPT}*

Vide a Figura 2.

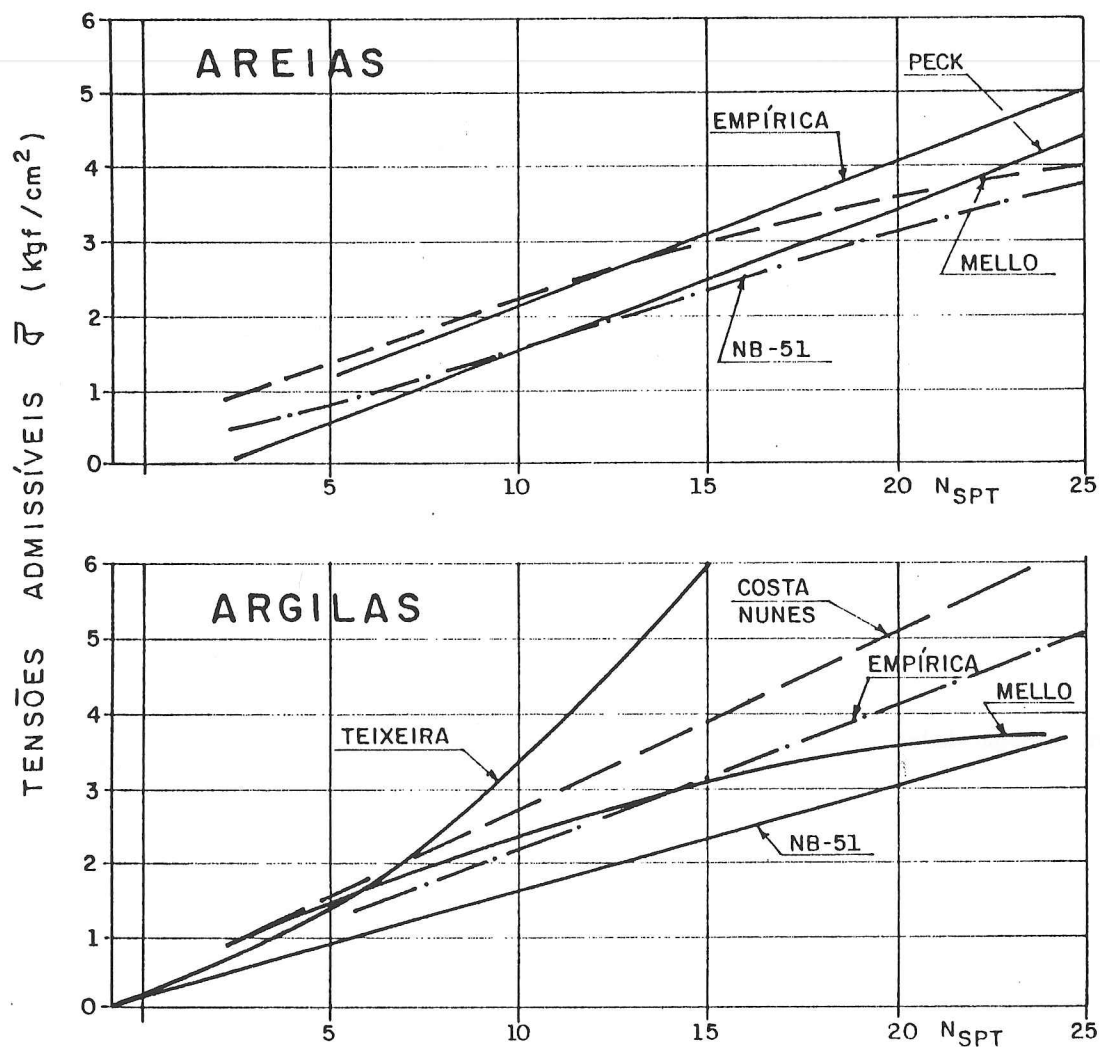



Figura 2 - Correlações de σ_{adm} com N_{SPT} (apud Teixeira, 1981)

d.2) *Fórmulas para $\sigma_{adm} = f(SPT)$ em uso (mais conhecidas)*

(Teixeira, 1966): para argilas, adaptada ao SPT; correlação entre o SPT e provas de carga sobre placa circular de 0,80 m de diâmetro.

$\sigma' = 1/10\ N_{SPT}^{3/2}$

Fórmula de uso corrente em São Paulo, para $6 \leq N_{SPT} \leq 20$:

$\sigma' = N_{SPT}/5\ (\sigma' \leq 4\ kgf/cm^2)$

(de Mello, 1975): para argilas arenosas e areias argilosas

$3 \leq N_{SPT} \leq 25$

$\sigma' = N_{SPT}^{1/2} - 1$

ABNT, NB 51 (1978), adaptado:

$\sigma' = 3/20\, N_{SPT}$

7. Comentários sobre ensaios e parâmetros adotados

Cada ensaio foi desenvolvido obedecendo a um modelo mental, visando investigar alguma variável dentro de um universo.

A utilização desses ensaios para outras finalidades ou em outros universos implica desvios e dispersões. Por exemplo, o CPT, "Cone Penetration Test", também conhecido por EPE ou EPC, foi desenvolvido para materiais granulares, finos, uniformes, homogêneos, fofos; problemas possíveis com solos densos ou de granulometria variada. O ensaio de palheta ou Vane foi desenvolvido e aferido para argilas moles.

Os ensaios, em parte em função dos países que os originaram, geralmente acabam ganhando um caráter "tradicional/regional". No Brasil a investigação de campo mais utilizada é o SPT. Em outros países utilizam-se outros ensaios in situ complementares, por exemplo, CPT, CPTU (piezocone), pressiômetros diversos como o Menard, PAF-LCPC e Camkometer, dilatômetro Marchetti etc..

Os ensaios de laboratório têm associados a si os chamados "traumas" de amostragem (furação, amostragem, transporte, armazenamento, extrusão, talhagem etc.). Decorre, por exemplo, que os "módulos de elasticidade" obtidos de ensaios triaxiais são inferiores aos obtidos de provas de carga; ensaios R (recuperam traumas) são preferíveis aos Q.

Sobre o SPT (Teixeira, 1977) (de Mello, 1971):

. é função do solo, técnica de operação etc.; é necessário normalizar.

. é função da energia de cravação (não normalizada) aplicada ao amostrador e não de percussão aplicada ao conjunto hastes + amostrador; vide Teixeira (1977) e a Figura 3. Há melhor transferência de energia para choque com massas iguais (Newton); decorre que a energia transferida é variável em função do comprimento das hastes.

EFEITO DO PESO DA HASTE SOBRE O NÚMERO DE GOLPES NECESSÁRIO À PENETRAÇÃO DOS 45cm DO AMOSTRADOR NO SOLO

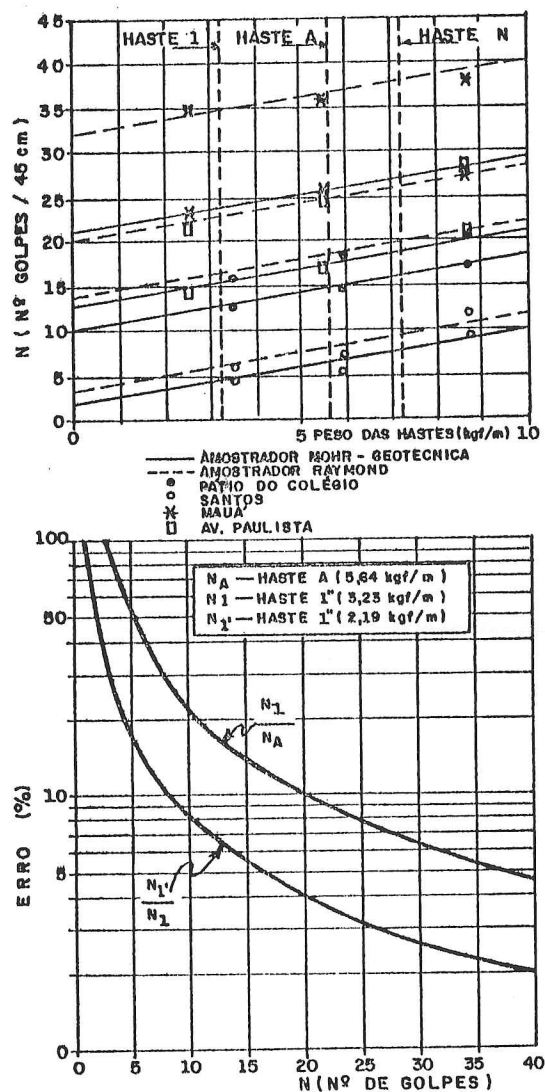



Figura 3 - Efeito do peso da haste sobre o SPT (apud Teixeira, 1977)

. energia de percussão também não é constante, dependendo da forma de içamento e queda da massa; vide Teixeira (1977) e a Tabela 3; decorre ser necessário tomar cuidado na utilização de correlações com SPT desenvolvido no exterior (Neme, 1981). Por exemplo, compare-se os valores de K (= R_p/N_{SPT}) da literatura nacional (Aoki e Velloso, 1975) com os da internacional (Schmertmann, 1970), anexos.

Tabela 3 - Efeito do método de elevação do martelo sobre o SPT (apud Serota e Lowther)*

Método	Peso da Composição	Número de Ensaios	SPT Médio
Corda em cabrestante			
. uma volta	94	15	12,7
. uma volta	125	27	14,3
. duas ou mais voltas	94	3	20,7
. duas ou mais voltas	125	3	18,7
Corda em tambor de guincho mecânico	94	8	25,5
Martelo Pilcon	125	100	15,5
Manual	94	18	16,3

* areia de granulação variada, compacta, peso específico de 1,9 tf/m^3

. mede resistência a penetração dinâmica; para problemas na interpretação veja-se, por exemplo, o item 4 da bibliografia.

8. Dados já existentes na bibliografia nacional e estrangeira

Antes de realizar investigações geotécnicas para a obtenção de parâmetros de projeto, convém verificar na literatura especializada (congressos, simpósios, periódicos, teses etc.) quais são as informações geológicas e geotécnicas já disponíveis para o local em estudo; exemplifica-se na Tabela 4.

Tabela 4 - Exemplos de literatura especializada

Assunto	Trabalho	Fonte
Argilas marinhas moles da Baixada	Massad, F. (1985). "As argilas quaternárias da Baixada: Santista: características e propriedades geotécnicas". Tese de Livre Docência.	EPUSP/IPT
Solos da Bacia de São Paulo	ABGE - SBG (1980). "Aspectos geotécnicos da Bacia geotécnicos da Bacia Sedimentar de São Paulo". Mesa Redonda, São Paulo.	IPT

Apresentam-se nas Tabelas 5 a 9 faixas de valores para alguns parâmetros de interesse a obras de engenharia.

Tabela 5 - Valores de E para diversos tipos de solo (apud Vésic, 1975).

Material	E (estacas) (kgf/cm^2)	(mPa)
Argila muito mole	3,5 - 30	0,35 - 3,0
Argila mole	20 - 50	2,0 - 5,0
Argila média	40 - 80	4,0 - 8,0
Argila dura	70 - 180	7,0 - 18,0
Argila arenosa	300 - 400	30,0 - 40,0
Areia siltosa	70 - 200	7,0 - 20,0
Areia fofa	100 - 250	10,0 - 25,0
Areia densa	500 - 800	50,0 - 80,0
Areia densa e pedregulho	1000 - 2000	100 - 200
Madeira	$80x10^3$ a 10^5	$80x10^2$ a 10^4
Concreto	$2x10^5$ a $4x10^5$	$2x10^4$ a $4x10^4$
Aço	$2,15 \times 10^6$	$2,15 \times 10^5$

Tabela 6 - Valores do coeficiente de Poisson (v) (apud Barkan et al., 1962)

Solo	v
Argila saturada	0,5
Argila com areia e silte	0,3 - 0,42
Argila não saturada	0,35 - 0,40
Solo arenoso	0,15 - 0,25
Areia	0,3 - 0,35

Tabela 7 - Valores do coeficiente de Poisson (v) (apud Bowles, 1968)

Solo	v
Argila (saturada)	0,4 - (0,5)
Argila não saturada	0,1 - 0,3
Argila arenosa	0,2 - 0,3
Silte	0,3 - 0,35
Areia compacta	0,2 - 0,4
Areia grossa ($0,4 < e < 0,7$)	0,15
Areia fina ($e = 0,7$)	0,25
Rocha	0,1 - 0,4

Tabela 8 - Valores do coeficiente K (apud Schmertmann, 1970)

Solo	K (kgf/cm^2)
Siltes, siltes arenosos, misturas areno-siltosas levemente coesivas	2,0
Areias finas e médias limpas e areias levemente siltosas	3,5
Areias grossas e areias com pouco pedregulho	5,0
Pedregulhos e pedregulhos arenosos	6,0

Tabela 9 - Valores dos coeficientes K e α propostos por Aoki e Velloso

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia silto-argilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilo-siltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte areno-argiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argilo-arenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila areno-siltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila silto-arenosa	0,33	3,0

Soluções para os Exercícios Propostos

1º Exercício

A obra em questão é a fundação de um edifício de 12 pavimentos. Segundo a Tabela 1 dos Comentários Iniciais, para fundações, o estado limite de utilização está relacionado a deslocamentos diferenciais ou absolutos inaceitáveis, e o estado limite último, a ruptura de peças de fundação ou do conjunto.

Para a análise de deslocamentos ou recalques, estudaremos a compressibilidade do solo, e para a análise de

construtivos, escavações, esgotamento de valas etc.. Podemos incluí-la como parâmetro de interesse em nosso problema a título de torná-lo mais completo.

Portanto, os parâmetros significativos são fundamentalmente três: resistência, compressibilidade e permeabilidade.

a) Camada A (areia grossa a fina pouco argilosa)

Resistência

s = σ' tg ø' (supondo solo puramente não coesivo).

Pode-se determinar ø', por exemplo, através do ábaco SPT = f(ø',σ'), apresentado nas folhas de questões.

Para a camada em questão, 22 ≤ SPT ≤ 27. Pode-se adotar SPT = 25, valor relativamente elevado (em geral, 1 ≤ SPT ≤ 50).

Areia com SPT=25 é normalmente classificada como areia compacta. O SPT, no entanto, mede resistência e não compacidade. A resistência das areias não depende apenas da compacidade, mas de muitos outros fatores, principalmente do nível de tensões a que a areia está sujeita; SPT=25 significa que a areia é relativamente resistente, e não necessariamente compacta. Porém, no meio técnico, esta é a terminologia utilizada, ficando implícito tratar-se de uma "areia resistente".

Observação: Cuidado para verificar se SPT elevado não se deve a pedregulhos imersos na matriz arenosa!

Acerca de 5 m de profundidade:

$\sigma = \Sigma \gamma z$; $\sigma = 8{,}8\ tf/m^2$; $u = 0$; $\sigma' = 8{,}8\ tf/m^2$

Do ábaco, com SPT = 25 e $\sigma' = 8{,}8\ tf/m^2$: $ø' = 43^o$

O ábaco SPT = f(ø',σ') baseia-se em dados dos ensaios do USBR, feitos sobre areias finas e grossas (daí a existência de faixas para cada valor de ø'), com hastes de comprimento praticamente nulo; em outras palavras, está considerado o efeito de σ', mas não o do comprimento da haste.

Como levar em consideração o efeito do comprimento da haste? Como ficou dito acima, de acordo com os ensaios do USBR, ø' seria 43^o para uma areia à superfície sob $\sigma' = 8{,}8\ tf/m^2$ e que apresentasse SPT = 25 (comprimento de haste praticamente nulo). No entanto, a areia em questão está a 5 m de profundidade e a energia transmitida ao amostrador nessa situação é maior do que as correspondentes a profundidades menores.

estimativa de Ø' foi um tanto pessimista. É fácil perceber, a partir dos gráficos existentes na prática, que estimativas baseadas nos ensaios do USBR serão sempre pessimistas, visto que em qualquer profundidade a energia transmitida é maior que na superfície. Esta conclusão é qualitativamente confirmada pelos dados experimentais reunidos por Vésic (1975).

Note-se, contudo, que as conclusões e resultados acima pressupõem a aplicabilidade da teoria de impacto de Newton e são fortemente afetados pela erraticidade dos valores de SPT a pequenas profundidades (como nos ensaios do USBR). Além disso, o gráfico é de origem norte-americana, e a forma de execução do ensaio não é a mesma nos Estados Unidos e no Brasil, o que leva a diferentes energias de cravação; este efeito não foi considerado na avaliação de Ø' e é muito significativo.

Observe-se o alto valor de Ø' que foi estimado; deve-se, portanto, no caso de projetos, utilizá-lo com restrições.

Permeabilidade

Pode-se utilizar a correlação de Hazen: $k = 50$ a $150\ D_e^2$. No presente caso, $D_e = 0{,}06$ mm $= 6 \times 10^{-3}$ cm, de modo que:

$$k = 100\ (36 \times 10^{-6}) = 3{,}6 \times 10^{-3}\ \text{cm/s}$$

Entretanto, a areia em questão não é uniforme e está "suja" de argila. Sendo compacta, os vazios devem ser menores do que no caso de uma areia fofa. Além disso, há argila nos vazios dos grãos de areia. Pode-se, pois, pensar em reduzir k para $1{,}8 \times 10^{-3}$ cm/s.

Existem hoje outros métodos sugeridos para avaliação do coeficiente de permeabilidade das areias, tais como os propostos por Honorato e Mackenna (1975).

Compressibilidade

Sendo a areia compacta, a compressibilidade é essencialmente desprezível sob carga estática. Diga-se o mesmo quanto a carga dinâmica (vibrações), pois areias compactas só têm tendência a dilatar ao cisalhar.

Utilizando a correlação de Terzaghi-Peck indicada no item 6.b.1 dos Comentários Iniciais, baseada em prova de carga em areias:

$$K_s = 1{,}4\ (N_{SPT} - 3)$$

(em tf/m^2 por cm de recalque de placa de 30 x 30 cm)

SPT ≈ 25, portanto, $K_s = 30\ tf/m^2$/cm de recalque

Pode-se também utilizar a correlação com a resistência de ponta do ensaio EPE, como proposto por Schmertmann (1970): calcula-se $E = 2 R_p$ (indicada no item 6.b.1 dos Comentários Iniciais).

Para a areia em questão pode-se adotar:

$R_p \approx 135$ kgf/cm^2, portanto, $E \approx 270$ kgf/cm^2

Se existir uma correlação entre SPT e EPE (R_p), poder-se-á, evidentemente, estimar E a partir de SPT. É muito conhecida a correlação:

$R_p = k$ SPT, $1{,}5 \leq k \leq 15$

	solos finos	solos grossos (pedregulhos)

Tal correlação levaria, admitindo-se k = 6 para a areia argilosa do problema (vide Tabela 9), a $R_p = 150$ kgf/cm^2 e $E = 300$ kgf/cm^2.

b) Camada B (argila pouco arenosa)

Assim como para a camada A admitiu-se um solo puramente não coesivo, para esta admitir-se-á solo puramente coesivo. Evidentemente é restrita a ocorrência desses dois solos ideais. Entretanto, para um solo genérico, com $s = c + \sigma \operatorname{tg} \varnothing$, seria impossível determinar os dois parâmetros de resistência a partir de uma única correlação derivada do SPT. Por outro lado, esses dois solos ideais servem para representar os parâmetros significativos do perfil, para qualquer análise em primeiro grau de aproximação.

Permeabilidade

Em tal argila, certamente $k \leq 10^{-6}$ cm/s. Trata-se de uma camada "impermeável" (são raríssimos os casos em que permeabilidades inferiores a 10^{-6} cm/s precisam ser discutidas).

Resistência

$5 \leq \text{SPT} \leq 10$

Em primeiro grau de aproximação, utilizando a correlação para argilas apresentada no item 6.1.b dos Comentários Iniciais:

$R_c \approx \text{SPT}/6 \approx 1{,}0$ kgf/cm^2 (estimativa pessimista)

Como $c = R_c/2$, chega-se a $c = 0{,}5$ kgf/cm^2.

Antes de prosseguir na estimativa das características de resistência é indispensável conhecer também a pressão de pré-adensamento.

Compressibilidade

São fundamentais os parâmetros: p_a, C_c, C_r e C_e. Caso não se disponha de informações de caráter regional, pode-se recorrer às correlações, como a seguinte:

(Skempton) $c / p_a = 0{,}115 + 0{,}00343\ IP$

Qual o IP? Quem manuseou a amostra desta argila deveria pelo menos ter dado uma indicação do LL, por experiência ou ensaio.

Com esse dado (ou sabendo tratar-se de uma argila de São Paulo, com LL ≈ 60%) e sabendo que as argilas de São Paulo estão ligeiramente acima da linha A (gráfico de plasticidade de Casagrande), cuja equação é $IP = 0{,}73\ (LL - 20)$, vem: $IP \approx 30$. Logo:

$c / p_a \approx 0{,}218$ e $p_a \approx 2{,}3\ kgf/cm^2$

$\sigma'(-8{,}45) = 4 \times 1{,}7 + 1{,}4 \times 2 + 3{,}05 \times 1{,}8 = 15{,}1\ tf/m^2 = 1{,}51\ kgf/cm^2$

Sendo $\sigma' < p_a$, trata-se de uma argila pré-adensada.

(Terzaghi) $C_c = 0{,}009\ (LL - 10)$, portanto, $C_c = 0{,}45$.

Desde que se procurará trabalhar abaixo de p_a, para evitar recalques exagerados, interessa conhecer C_r e C_e, para que se possam estimar esses recalques. De maneira geral $C_e \approx C_r \approx (0{,}05 \text{ a } 0{,}30)\ C_c$.

Quanto mais pura a argila, maior será a relação C_e/C_c, já que mais hidrofílica será. Pode-se, no caso presente, adotar:

$C_e = C_r = 0{,}1\ C_c$

Para cálculos de recalques e fixação de tensões admissíveis, conviria melhorar a estimativa de p_a com ensaio de adensamento sobre amostra indeformada.

c) Camada C (areia fina pouco argilosa)

$k \approx 10^{-3}\ cm/s$

... médio = 15 e $\sigma'(-14{,}05) = 25{,}4\ tf/m^2$ $\phi' \approx 32^o$

$K_s = 1{,}4\ (N_{SPT} - 3) \approx 17\ tf/m^2/cm$ de recalque

$E = 2\ R_p \approx 220\ kgf/cm^2$

d) Camada D (argila arenosa)

Essencialmente semelhante à camada B.

$k < 10^{-6}\ cm/s$

$R_c = 8/6 = 1{,}3$

$c = R_c/2 = 0{,}65$

$c/p_a = 0{,}218$, logo $p_a \approx 3{,}0\ kgf/cm^2$.

$K_s = 2\ N_{SPT} \approx 16\ tf/m^2/cm$ de recalque

$E = 2\ R_p \approx 420\ kgf/cm^2$

Finalmente, observe-se que com a execução de grandes obras (Metrô, barragens etc.) está se investindo uma quantia maior na prospecção do subsolo com o intuito fundamental de melhorar a qualidade e reduzir o custo global das obras. Com isso, estão sendo levantadas novas correlações e confirmadas muitas das antigas.

Assim, o engenheiro que for trabalhar na área de Geotecnia deve procurar manter-se informado a fim de melhorar sempre o padrão de serviço.

Em geral, as conclusões de estudos e correlações regionais são apresentados em congressos nacionais de Mecânica dos Solos, Grandes Barragens e outros, ou então em revistas técnicas especializadas.

2º Exercício

Prova de carga direta é um ensaio in situ em que basicamente cargas são aplicadas a uma placa apoiada sobre o solo, transmitindo tensões de compressão ao terreno na área da base da placa; concomitantemente são medidos os recalques correspondentes. De acordo com as normas brasileiras as provas de carga são feitas sobre placas circulares de 0,8 m de diâmetro ($\approx 0{,}5\ m^2$ de área), e a carga é aplicada à placa por um macaco hidráulico que

A carga de reação deve ser igual a pelo menos o dobro da admissível. Como esta é desconhecida a priori (é exatamente o que se pretende determinar com a prova de carga), tem que ser estimada para que se possa avaliar a carga de reação. Se afinal esta se revelar insuficiente, o procedimento correto é descarregar a placa, aumentar a carga de reação e recomeçar a prova (o acréscimo de carga durante a prova pode perturbar os resultados do ensaio).

Inicia-se a prova com uma carga correspondente a cerca de 1/3 de σ_{adm} (estimado) e prossegue-se com incrementos $\delta\sigma$ iguais. Para cada incremento aguarda-se a "estabilização" dos recalques, medindo-se a determinados intervalos de tempo após a aplicação da carga (15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, 15 h, 30 h etc.). Consideram-se estabilizados os recalques sob essa carga se:

$$100\% \frac{r_t - r_{t-1}}{r_{t-1}} \leq 5\%$$

Os recalques são medidos com defletômetros ligados a piquetes de referência "indiscutivelmente não suscetíveis de movimentação". Utilizam-se dois ou três defletômetros, para que qualquer excentricidade na aplicação da carga possa ser facilmente observada; deve-se procurar corrigir tais falhas logo no início da prova, já que na região de comportamento pseudo elástico ciclos de carga-descarga praticamente não influenciam o restante da prova.

A interpretação da prova de carga está descrita, por exemplo, por Mello (1975). O primeiro passo porém é uma análise judiciosa dos resultados de comportamento sob os diversos incrementos de carga até a "estabilização" dos recalques (julgando se realmente se aguardou esta "estabilização" antes de passar ao incremento seguinte) para que se possa substituir o gráfico descontínuo por uma curva contínua bem representativa do ensaio.

Determina-se σ_{rupt} e σ_{adm}:

- σ_{rupt} =
  - σ_{rupt} real, caso ocorra ruptura definida durante o ensaio;
  - σ correspondente a 25 mm de recalque, caso não ocorra ruptura definida;
  - ou $\sigma_{máx}$ do ensaio caso além de não ocorrer ruptura definida não seja atingido 25 mm de recalque.

- σ_{adm} = menor dos dois valores abaixo:
  - . σ_{rupt}/n; normalmente, adota-se n=2;
  - . tensão correspondente ao recalque de 10 mm

Com esta curva obtém-se σ_{rupt} = 90 tf/m^2 e σ_{adm} = 45 tf/m^2.

Note-se que para que o ensaio reproduzisse as condições mais desfavoráveis, numa mesma prova de carga deveria haver dois tipos de carregamento: um lento até a vizinhança de σ_{adm} estimado (mais crítico perante recalques) e outro rápido até a ruptura (mais crítico perante a ruptura). Não é esse, todavia, o procedimento recomendado pela norma brasileira.

Quanto às dimensões da placa, convém lembrar que o diâmetro de 0,8 m está a favor da segurança em relação ao de 0,3 m quanto a recalques (maior bulbo de tensões), e um tanto contra a segurança quanto à ruptura. O Código de Boston fixava 25 mm (cerca de 8% de B) como recalque exagerado de placa de 0,3 x 0,3 m. A Norma Brasileira adotou o mesmo valor absoluto para placa de 0,8 m de diâmetro (cerca de 3% de B). Na verdade esse erro foi um golpe de sorte: o que interessa realmente é o recalque do protótipo (sapata do prédio) e não do modelo. O valor fixado pelo Código de Boston (8% de 30 cm = 25 mm) aplicava-se bem à experiência local daquela cidade; no Brasil, com a evolução da Arquitetura, cresceram muito as cargas nos pilares e as dimensões das sapatas, de maneira que se se tivesse mantido a mesma relação $r/B \times 100\% = 8\%$, os resultados poderiam ter sido catastróficos.

Observa-se o comportamento francamente linear da curva para tensões inferiores a cerca de $40\ tf/m^2$. O fato tem uma explicação: a tensão de pré-adensamento da argila deve estar próxima desse valor, de maneira que até que ele seja atingido só há recompressão, com desenvolvimento de pressões neutras pequenas (pequena redução do índice de vazios) e, portanto, comportamento do tipo elástico linear.

A obtenção de K_s foi indicada no 1º exercício. Com a prova de carga, interpolando-se uma reta para valores inferiores a σ_{adm} chega-se a:

$K_s \approx 75\ tf/m^2/cm$ de recalque

Na fórmula de recalques da Teoria da Elasticidade:

$$r = p\,D\,\frac{1 - v^2}{E}$$

Como $\frac{r}{p} = \frac{1}{K_s}$, tem-se que $\frac{1}{K_s} = D\,\frac{1 - v^2}{E}\,I$, e que:

$$E = K_s\,D\,(1 - v^2)\,I$$

v seria 0,5 se não houvesse variação de volume. Como isso não é rigorosamente verdadeiro na recompressão, adotar-se-á $v = 0{,}45$. Com esse valor, $K_s = 7{,}5\ kgf/cm^2/cm$ de recalque, $D = 80$ cm e $I = \pi/4$, chega-se a:

$E \approx 375\ kgf/cm^2$

3º Exercício

A programação de ensaios visaria melhorar os dados relativos às variáveis de interesse (resistência, compressibilidade, e permeabilidade).

A permeabilidade geralmente não é um fator condicionante em problemas de fundação; em geral é dispensável o refinamento (2º grau de aproximação) por meio de ensaio (Mello, 1975).

Para o estudo da compressibilidade e da resistência da camada recomendar-se-ia a extração de 3 a 4 amostras indeformadas de profundidades convenientemente escolhidas com base nas solicitações a que a camada ficaria sujeita (bulbo de tensões, superfícies de escorregamento etc.).

Evidentemente interessa conhecer o comportamento quanto a recalques da camada de argila. O ensaio edométrico é, obviamente, o primeiro passo. Dada a espessura relativamente pequena da camada e sendo ela sobreadensada, haverá pequena variação de p_a com a profundidade dentro da camada. Portanto resultados de ensaios sobre amostras de diferentes profundidades poderão representar, em média, os parâmetros de compressibilidade da amostra. Em camadas mais espessas deveria ser levado em conta o efeito de profundidade.

Já para a avaliação da resistência, recomenda-se a realização de ensaios triaxiais. O primeiro passo consiste em visualizar a trajetória de tensões/deformações/condições de drenagem. Em tese qualquer solicitação pode ser traduzida por um ensaio adensado-rápido convencional, se se investigar ruptura; mas para a determinação de deslocamentos seria ideal a realização de ensaios segundo a trajetória de tensões da obra, o que dificilmente é feito na prática.

Valem os mesmos comentários já feitos quanto à representatividade das amostras face à espessura da camada em questão.

Para a correta visualização da trajetória de tensões/deformações/condições de drenagem e conseqüente programação de ensaios é conveniente (se não indispensável) ter pelo menos uma estimativa de p_a. No caso presente obteve-se, dos ensaios edométricos, p_a = 3,5 kgf/cm^2.

Estudo das trajetórias

Sendo $p_a \approx 3{,}5$ kgf/cm^2, assume-se que há milhões de anos a condição geostática deve ter sido:

$\sigma_1 = p_a \approx 35$ tf/m^2

$\sigma_3 = K_0\,\sigma_1$; sendo $K_0 \approx 0{,}5$, tem-se $\sigma_3 \approx 18$ tf/m^2

Com a erosão das camadas sobrejacentes chegou-se à situação atual, com pequena variação no valor de σ_3

$\sigma_1 = \Sigma \gamma z = 4 X 1{,}7 + 0{,}7 X 2 + 3{,}05 X 1{,}8 = 15{,}1\ tf/m^2$

$\sigma_3 \approx 18\ tf/m^2$

Se se pretender fazer ensaios anisotrópicos, estas deverão ser as tensões de instalação.

a) **fundação direta**

Inicialmente há um alívio de peso de terra devido à escavação (diminuição de σ_1 sem modificação de σ_3). Como não se tem controle seguro do tempo que decorrerá entre a escavação e a construção do prédio, deve-se, a favor da segurança, admitir que esse tempo será suficiente para permitir o inchamento da argila devido ao alívio de tensões. A seguir há um acréscimo de σ_1 (também sem modificação de σ_3) devido ao carregamento da fundação, até o valor de tensão admissível a ser empregado.

b) **diafragma, escoramento, muro de arrimo**

A partir da condição de instalação há um alívio de σ_3 sem modificação de σ_1; esse alívio depende do sistema de contenção utilizado, isto é, da flexibilidade da contenção.

Os ensaios isotrópicos estarão a favor da segurança desde que as tensões de câmara (σ_3) correspondam à menor tensão na condição de instalação, pois assim as pressões neutras desenvolvidas durante a fase de ruptura serão maiores que as correspondentes do ensaio anisotrópico.

Os ensaios lentos e rápidos seriam conduzidos de forma usual. Para bem definir as envoltórias de resistência, é conveniente que pelo menos um ensaio de cada tipo seja feito com $\sigma_3 > p_a$.

Para o caso (a) os ensaios adensados-rápidos teriam:

1. uma fase de preparo, lenta (drenada), sob $\sigma_1 = (a \times 15{,}1)\ tf/m^2$ e $\sigma_3 = (a \times 18)\ tf/m^2$ ($a > 1{,}5$ para não ensaiar sob tensões demasiado próximas da condição traumática de amostragem, talhagem etc.);

2. uma segunda fase, lenta (drenada), com redução de σ_1 até aproximadamente $(a \times 1)\ tf/m^2$;

3. uma fase de ruptura, rápida (não drenada), com acréscimo de σ_1 até a ruptura.

Para o caso (b), a uma primeira fase idêntica à do caso (a) seguir-se-ia a fase de ruptura rápida (não drenada) por alívio de σ_3 (e, eventualmente, se a ruptura não ocorrer até $\sigma_3 = 0$, posterior acréscimo de σ_1).

Os ensaios descritos não são os usuais (anisotrópicos, e o segundo com alívio de σ_3) mas são os mais representativos das trajetórias de tensões/deformações/condições de drenagem a que ficariam sujeitos elementos de solo em cada um dos casos.

Pelas mesmas razões acima expostas, é desejável que pelo menos um ensaio adensado-rápido seja conduzido a partir de $\sigma_3 = a \times 18 > p_a$.

BIBLIOGRAFIA

AOKI, N. E VELLOSO, D. (1975). An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles". V CPMSEF, Anais, pp. 367-376, Buenos Aires.

BARKAN, D. ET AL (1962). "Dynamics of Bases and Foundations". McGraw-Hill, New York, 434 p..

BISHOP, A.W. (1958). "Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest". Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Anais, v. 1, pp. 2-14 e v. 3, pp. 36-39, Bélgica.

BOWLES, J.E. (1968). "Foundation Analysis and Design". ISE Tokyo, McGraw-Hill Jogakusha, 659 p..

CANADIAN GEOTECHNICAL SOCIETY (1978). "Foundation Engineering Manual". Part I, p.31.

DE MELLO, V.F.B. (1971). "The Standard Penetration Test". IV PACSMFE.

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Mecânica dos Solos". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Fundações e Elementos Estruturais Enterrados". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Deformações como Base Fundamental de Escolha de Fundações". Geotecnia, v.12, pp. 55-75.

HONORATO, S.; MACKENNA, J. (1975). "Influencia de la Granulometria de un Medio Poroso en su Permeabilidad". V Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.

NEME, P.A. (1981). "Decisões em Geotecnia". Dissertação de Mestrado, PEF, Escola Politécnica da USP, 180 p..

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1972). "Laboratory Determination of In Situ Horizontal Stress in Soil Masses". Géotechnique, v. 22, Nº 2, pp. 177-182.

SCHMERTMANN, J.M. (1970). "Static Cone to Compute Static Settlement over Sand". ASCE, JSMFD, Nº 96, SM3.

SKEMPTON, A.W. (1948). I ICOSOMEF, Rotterdam.

TEIXEIRA, A.H. (1977). 1º Simpósio sobre Prospecção do Subsolo, Núcleo Nordeste.

TEIXEIRA, A.H. (1981). "SPT: Passado, Presente e Futuro". Palestra proferida no Núcleo Regional de Brasília da ABMS.

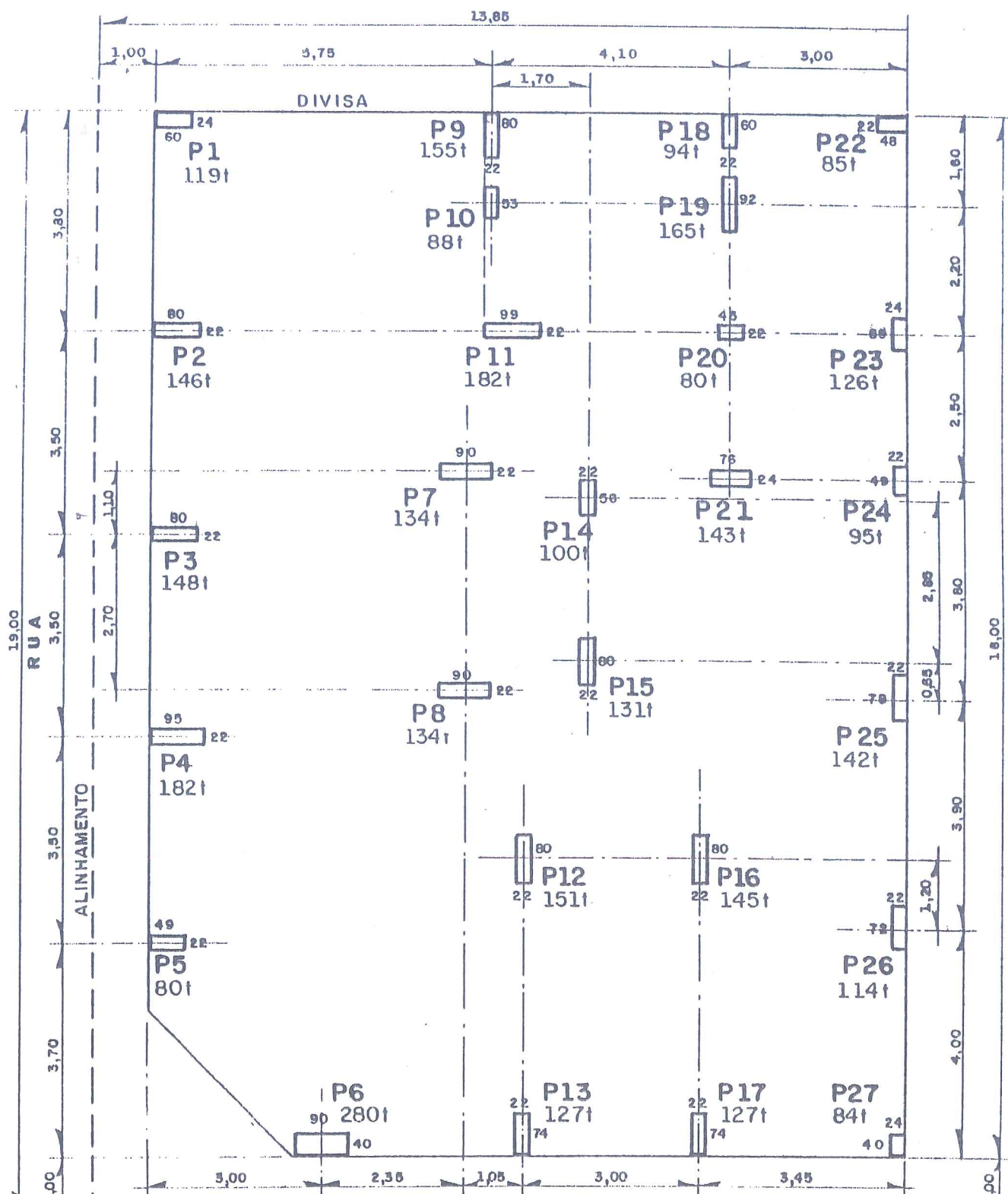
VARGAS, M. (1977). "Introdução à Mecânica dos Solos". EPUSP e McGraw-Hill do Brasil, São Paulo.

VARGAS, M. (19). "Fundações de Edifícios". Apostila de apoio às aulas, Grêmio Politécnico, EPUSP, 294 p..

VÉSIC, A. (1975). "Pile Foundations". In Winterkorn e Fang, Foundation Engineering Handbook. Van Nostrand.

2ª AULA DE EXERCÍCIOS

PROJETO GEOMÉTRICO DE FUNDAÇÃO DIRETA

Apresenta-se, abaixo, a planta de locação dos pilares e cargas na fundação de um edifício de 12 andares (sendo um deles o porão), a ser construído no terreno cujo perfil foi apresentado na aula anterior (1ª aula). Fazer um projeto de fundações por sapatas.

SOLUÇÃO DA 2ª AULA DE EXERCÍCIOS

PROJETO GEOMÉTRICO DE FUNDAÇÃO DIRETA

VERIFICAÇÕES INICIAIS

Em face do perfil de sondagem fornecido na aula anterior, e sabendo-se que o edifício possuirá um porão (pé direito aproximado de 3,0 m) é razoável escolher-se, a princípio (projeto geométrico), como cota viável para apoio das sapatas a cota -5,0 m. No decorrer do curso serão discutidos vários enfoques teóricos, práticos e empíricos que permitem a fixação da cota de apoio de uma fundação direta a partir da tensão admissível do solo nessa cota.

Procuraremos inicialmente verificar o edifício "como um todo", isto é, verificaremos se as cargas apresentadas pelo calculista de estruturas na planta de locação de pilares são condizentes com o tipo e as dimensões do prédio.

Obtemos como soma de carga de todos os pilares: $\Sigma P = 3\,557$ tf.

Área em planta do prédio: $18 \times 12{,}85 = 231{,}30\ m^2$

$\Sigma P/A = 15{,}4\ tf/m^2$ e por andar $\Sigma P/(Axn) = 15{,}4/12 = 1{,}28\ tf/m^2$, valor considerado coerente para esse tipo de construção, uma vez que o valor médio é $1{,}2\ tf/m^2$/andar.

Observação: Caso tivéssemos obtido um valor muito diferente de $1{,}2\ tf/m^2$/andar normal deveríamos entrar em contato com o calculista da estrutura e verificar se há alguma condição especial de carregamento na estrutura em estudo.

A seguir verificaremos se o centro de carga de todos os pilares coincide ou está próximo do centro de gravidade da área do edifício em planta, visto que, quando isto não ocorre, especialmente para edifícios altos e estreitos, pode ocorrer recalque não uniforme que venha a resultar num "adernamento" do prédio. (Observação: um edifício é considerado "alto e estreito" quando a relação altura/base ultrapassa 4 a 5).

Adotaremos os eixos x e y coincidentes com os lados do edifício de respectivamente 12,85 m e 18 m de comprimento e origem no canto onde está localizado o pilar P_1.

O centro de cargas está a distâncias X_{cc} e Y_{cc} dos eixos, sendo:

$Y_{cc} = \Sigma P_i Y_i / \Sigma P_i = 30\,082{,}20 / 3\,557 = 8{,}46$ m

O centro de gravidade da área em projeção (radier hipotético) está a:

$X_{cg} = 12{,}85/2 = 6{,}43$ m e $Y_{cg} = 18{,}00/2 = 9{,}00$ m

Verificamos pois, que não há coincidência entre c.c. e c.g., porém as excentricidades não são de tal ordem que cheguem a preocupar. Além disso, qualquer tendência de tombamento seria "para dentro", isto é, em sentido oposto à rua. Quando há prédios encostados no edifício, estes impedem uma eventual tendência a adernar, porém não é este o caso do exercício.

Com relação à área total de sapatas, assumindo-se uma tensão (σ_{adm}) de 2,5 kgf/cm^2 para o terreno na cota -5,0 m, tem-se:

$A_s / A_t = \Sigma P / A_t / \sigma_{adm} = 1{,}54 / 2{,}5 = 62\%$

Considera-se o uso de fundação direta como solução econômica quando A_s/A_t for menor que 60% ou 2/3. Portanto, o valor de ocupação da área pela projeção das sapatas encontrado permite considerar como solução econômica o uso de fundação direta.

DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Procuraremos, a seguir, mostrar em detalhe um exemplo de dimensionamento para cada caso de sapatas, utilizando a tensão admissível de 2,5 kgf/cm^2, ou 25 tf/m^2.

Ao final apresentaremos a planta de fundações completa; é apenas uma das muitas possíveis soluções geométricas para a fundação do edifício.

Calculemos inicialmente aquelas sapatas "patentemente isoladas", isto é, P_3, P_4, P_5, P_6, P_7, P_{12}, P_{13}.

1) Para o P_{12}, por exemplo:

$P = 151$ tf; $a_0 = 80$ cm; $b_0 = 22$ cm

$A_s \geq 151 / 25 = 6{,}04\ m^2 = a \times b$; portanto $a \times b = 6{,}04$

$a - b = 0{,}58$ ($= a_0 - b_0$, "abas iguais")

Estas duas equações a duas incógnitas geram uma equação de 2º grau, cujas soluções são as dimensões da sapata. Deve-se lembrar que as dimensões encontradas devem ser aproximadas para múltiplos de 5 cm, para facilidade de implantação na obra.

Resulta:

$a = 2{,}80\ m$; $b = 2{,}20\ m$; $A_s = 6{,}16\ m^2$

2) Para o P_4:

$P = 182\ tf$; $a_0 = 95\ cm$; $b_0 = 22\ cm$

$A_s \geq 182 / 25 = 7{,}28\ m^2$; $a_0 - b_0 = 0{,}73\ m$

$a \times b = 7{,}28$

$a - b = 0{,}73$

$a = 3{,}10\ m$; $b = 2{,}35\ m$

No entanto, verificamos que a sapata ultrapassou os limites do terreno em direção à rua de aproximadamente 0,08 m. Como o Código de Obras não permite avanços (nem à rua, nem ao terreno vizinho), deveremos redimensioná-la com ambas desiguais, fixando a dimensão a.

$a = 0{,}95 + 1{,}00 + 1{,}00 = 2{,}95$, portanto $b = 2{,}50\ m$

3) A seguir calculemos uma sapata associada, por exemplo, $P_1 + P_2$.

Quando, ao se dimensionar sapatas isoladas, constata-se que suas bases se sobreporão, parte-se para o cálculo de sapata associada, ou seja, uma só sapata para dois ou mais pilares.

O pilar P_1 está na divisa; como não se pode avançar para o terreno vizinho, a base da sapata deverá ser construída toda dentro do terreno, causando superposição com a sapata do pilar P_2.

Calculando-se a locação do centro destas duas cargas em um sistema de coordenadas locais cuja origem está no centro do pilar P_1:

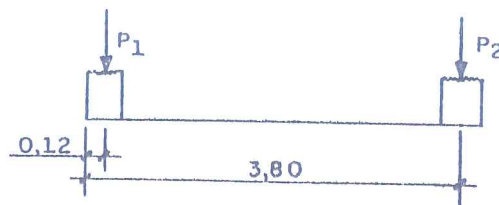
$$Y_{cc} = \frac{119 \times 0 + 146 \times (3{,}80 - 0{,}12)}{265} = 2{,}03 \text{ m}$$

P1

P2

0,12

3,80

$$A_s \geq 265 / 25 = 10{,}6 \text{ m}^2$$

O comprimento mínimo da sapata, se quisermos que esta seja retangular, será:

$$a = (2{,}03 + 0{,}12) \times 2 = 4{,}30 \text{ m}$$

DIVISA

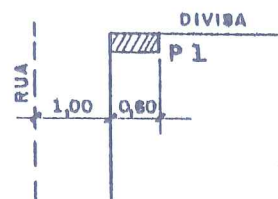
P 1

RUA

1,00

0,60

Teríamos então:

$$b \geq A_s / a = 2{,}50 \text{ m}$$

Resta comparar b obtido com $b_{máx}$. No caso, para a sapata não avançar para a rua e para o pilar ficar centrado na sapata, temos:

$$b_{máx} = 1{,}00 + 0{,}60 + 1{,}00 = 2{,}60 \text{ m}$$

Como $b < b_{máx}$, as dimensões obtidas estão boas.

Observe-se que a sapata não será exatamente retangular já que as dimensões de P_1 (60 cm) e P_2 (80 cm) não são iguais. Teremos, portanto, um paralelogramo.

Caso fosse mais interessante por razões construtivas (paredes, baldrames etc.) fazer a sapata retangular com a viga de enrijecimento paralela à divisa, isto poderia ser feito, porém dever-se-ia no dimensionamento da armadura verificar a torção nesta viga.

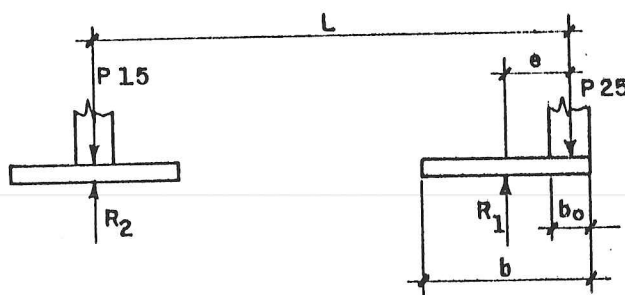
4) Calculemos agora uma viga alavanca, por exemplo, para os pilares P_{25} e P_{15}.

A sapata do pilar P_{25} não pode ultrapassar a divisa, portanto deve ser construída toda dentro do terreno. Com isso, o centro de gravidade do pilar não coincide com o centro de gravidade da sapata, causando momento adicional na sapata. Utiliza-se nestes casos a viga alavanca, que liga o pilar de divisa a outro dentro do terreno.

Observe-se que as alternativas são várias!

P_{25} = 142 tf

P_{15} = 131 tf

Pelo esquema apresentado acima observamos que, para a somatória dos momentos ser nula, temos:

$R_1 (L - e) = P_{25} L$

A excentricidade e do sistema é:

$e = b/2 - b_0/2$

Costuma-se estimar inicialmente R_1 como 1,2 P_1 ("chute" inicial).

$R_1 = 1{,}2 \times P_{25} = 170{,}4$ tf; $A_s = 6{,}82 \text{ m}^2$

Utilizando-se a recomendação de otimização de armadura em sapatas alavancadas, a = 2,5 b, tem-se:

a = 4,15 m; b = 1,65 m

Logo:

$e = b/2 - b_0/2 = (1{,}65 - 0{,}22) / 2 = 0{,}715$

$$R_1 = \frac{L}{L - e} \times P_{25} = \frac{5{,}29}{5{,}29 - 0{,}715} \times 142 = 164{,}2 \text{ tf}$$

Como se obteve um novo valor de R_1 próximo ao inicial (erro ≈ 5%), pode-se fazer a nova iteração mantendo b constante:

$R_1 = 164{,}2$ tf; $A_s = 6{,}57 \text{ m}^2$; a = 4,00 m; b = 1,65 m

Logo:

$e = (1{,}65 - 0{,}22) / 2 = 0{,}72$

$$R_1 = \frac{5{,}29}{5{,}29 - 0{,}715} \times 142 = 164{,}2 \text{ tf} \text{ ....OK!}$$

Para o dimensionamento da fundação do P_{15}, será considerada apenas a metade do alívio gerado pela alavanca, uma vez que a carga do P_{25} (142 tf) engloba cargas acidentais, ou seja, que podem não ocorrer.

$P = 164{,}1 - 142 = 22{,}1$ tf; $\delta P/2 = 11{,}1$ tf

Portanto P_{15} passa de 131 tf para 119,9 tf e tem sua fundação dimensionada como uma sapata direta isolada.

5) O dimensionamento das sapatas dos pilares P_9, P_{10}, P_{11}, P_{18}, P_{19}, P_{20}, P_{22} e P_{23} apresenta diversas superposições quando analisado isoladamente, donde se conclui ser mais conveniente o uso de um radier parcial. Assim, obtém-se:

$P_t = 975$ tf; $A_s \geq 975 / 25 = 39{,}0$ m^2

Definamos uma geometria para o radier. O centro de cargas em relação a um sistema de coodernadas locais cuja origem está no canto do pilar P_{22} tem coordenadas:

$X_{cc} = 4{,}08$ m

$Y_{cc} = 2{,}03$ m

Um radier de 8,16 m x 4,06 m teria o centro de cargas coincidindo com o centro de gravidade, porém a área seria menor que a necessária tendo em vista σ_{adm}. Mantendo-se a mesma forma e aumentando-se o tamanho do radier poderíamos propor dimensões de 8,65 m por 4,55 m.

Verifiquemos como se comporta o radier com uma geometria predefinida de a = 8,65 m e b = 4,55 m.

$X_{cg} = 8{,}65 / 2 = 4{,}33$ m; $Y_{cg} = 4{,}55 / 2 = 2{,}28$ m

donde obtemos as excentricidades e_x e e_y:

$e_x = 0{,}25$ m; $e_y = 0{,}25$ m

O núcleo central de inércia é dado por $a/6 = 1{,}44$ m e $b/6 = 0{,}76$ m. Portanto, não haverá esforços de tração.

As tensões máximas nas bordas mais comprimidas $\sigma_{máx,x}$ e $\sigma_{máx,y}$:

$$\sigma_{máx} = \frac{\Sigma P}{\ldots} + \frac{P\, e_y}{\ldots}$$

$$\sigma_{máx,y} = \frac{\Sigma P}{A_s} + \frac{P e_x}{W_y}$$

$$\sigma_{máx,x} = 25 + \frac{975 \text{ X } 0{,}25}{(8{,}65 \text{ X } 4{,}55^2) / 6} = 33{,}2 \text{ tf/m}^2$$

$$\sigma_{máx,y} = 25 + \frac{975 \text{ X } 0{,}25}{(4{,}55 \text{ X } 8{,}65^2) / 6} = 29{,}3 \text{ tf/m}^2$$

No canto mais comprimido ter-se-ia

$$\sigma_{máx} = \frac{\Sigma P}{A_s} + \frac{P e_y}{W_x} + \frac{P e_x}{W_y}$$

$$\sigma_{máx} = 25 + 8{,}2 + 4{,}3 = 37{,}5 \text{ tf/m}^2$$

Havendo excentricidade, $\sigma_{máx}$ será sempre maior que σ_{adm}, que é a tensão média atuando no radier. Não há critérios normalizados de aceitação da relação $\sigma_{máx}/\sigma_{adm}$; a decisão cabe ao projetista. $\sigma_{máx}$ no caso é 50% maior que σ_{adm}, indubitavelmente grande demais. Seria necessário portanto redimensionar o radier e verificar as tensões máximas de borda.

Observe-se no entanto que aumentando-se a área do radier aumenta-se a excentricidade. Teríamos portanto uma compensação de efeitos que impossibilita o dimensionamento de um radier retangular, além de que o espaço disponível é restrito.

Procurando minorar o efeito de excentricidade poderemos modificar a forma do radier, "retirando" área junto ao P_{11} e "acrescentando" junto aos P_9 e P_{23}, conforme indicado na última figura. Neste caso teremos o novo centro de gravidade a:

$Y_{cg} = M_{est} / A = 2{,}15$ m; $X_{cg} = 4{,}25$ m

Logo:

$e_x = 0{,}17$ m; $e_y = 0{,}12$ m

$$\sigma_{máx} = 25 + \frac{975 \text{ X } 0{,}12}{W_x} + \frac{975 \text{ X } 0{,}17}{W_y} = 29{,}7 \text{ tf/m}^2$$

Caso ainda não consideremos esse valor como razoável poderíamos tentar outras formas de associação, tendo em vista que o espaço disponível para o nosso radier limita outras modificações.

6) Somente como exemplo ilustrativo, vamos imaginar que a tensão admissível do solo, σ_{adm}, fosse igual a 3,0 kgf/cm^2 e calcular a sapata de associação do pilar P_9 a P_{10}. Esta sapata associada não pode ser retangular, pois o c.c. está mais próximo do P_9, da divisa.

$P_9 = 155$ tf; $P_{10} = 88$ tf; $P = P_9 + P_{10} = 243$ tf

$A_s = P / 30 = 8{,}1 \ m^2$

Adotando-se um sistema de coordenadas locais com origem no centro do pilar P_9:

$$Y_{cc} = \frac{155 \times 0 + 88 \times (1{,}60 - 0{,}4)}{243} = 0{,}43 \ m$$

$b_{máx} = (0{,}43 + 0{,}4) \times 2 = 1{,}66$ m

Poderíamos portanto ter uma sapata retangular de no máximo 1,66 m de comprimento, na qual o P_{10} não "caberia". Usaremos uma sapata trapezoidal. A altura do trapézio h deverá ter um comprimento mínimo de 1,865 m (= 1,60 + 0,53/2) para incluir os dois pilares.

Mello (1975) apresenta uma tabela de valores otimizados de razões a/b em função de razões Y_{cc}/h.

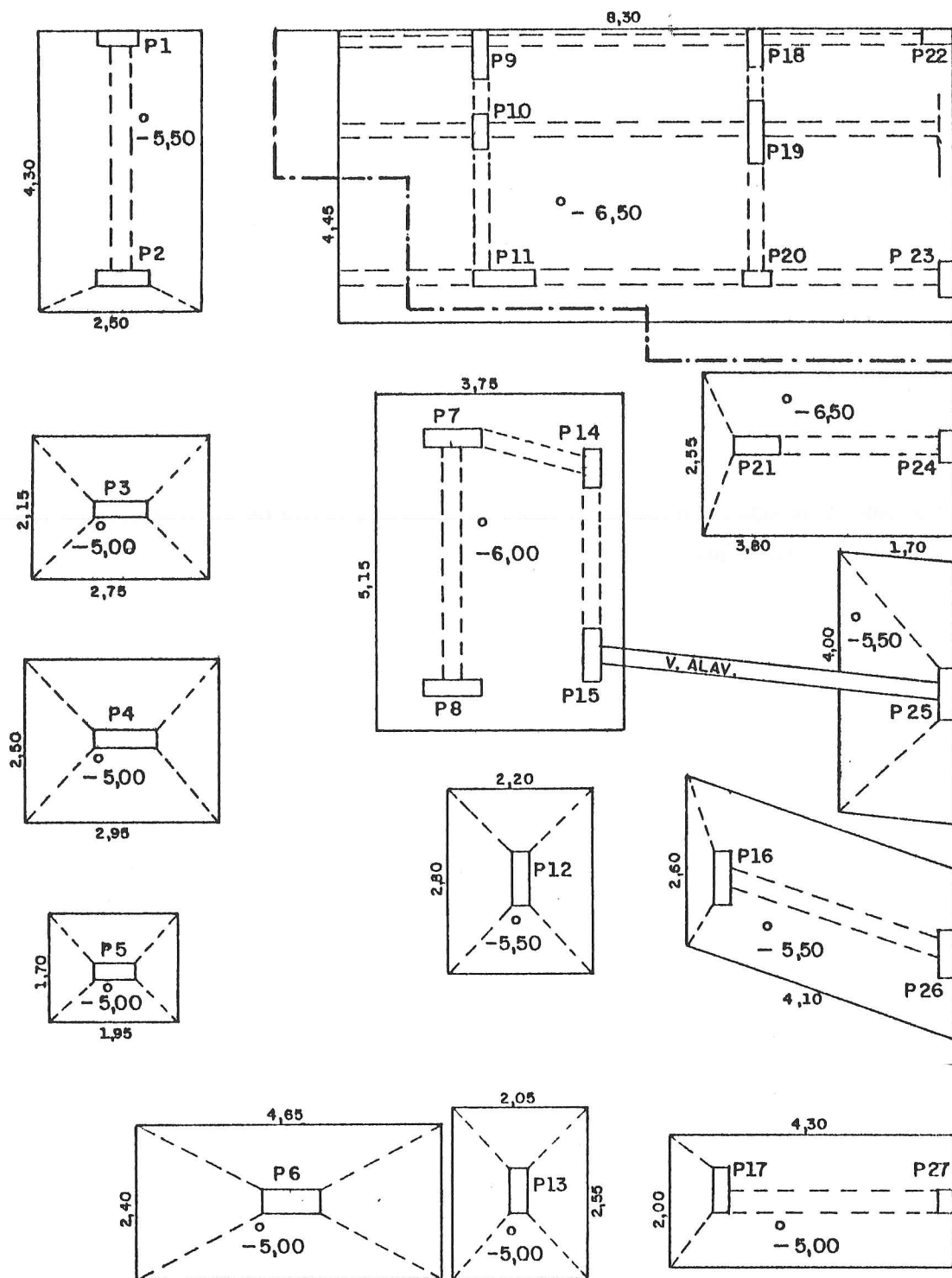
$Ycc / h = 0{,}83 / 1{,}865 = 0{,}445$

Pela tabela, a relação recomendada é a/b = 0,5.

$$A_s = \frac{a + b}{2} \ h = \frac{1{,}5 \ b}{2} \times 1{,}865 = 8{,}1$$

donde b = 5,8 m; a = 2,9 m

Devemos observar se com b = 5,8 m a sapata não interfere com o radier dos P_{18}, P_{19} etc.. Caso isto ocorresse, apenas nos restaria fazer o radier incluindo também estes pilares ou então associar o P_9 e P_{10} com o P_{11}.

7) A seguir apresenta-se uma **planta das fundações do edifício por sapata** para σ_{adm} = 2,5 kgf/cm^2. Observe-se que as cotas indicadas decorrem da consideração de que sapatas em cotas inferiores devem estar fora de um tronco de pirâmide com faces inclinadas de 45^o e base superior igual à base da sapata superior, para não se localizarem sob os bulbos de tensões "simplificados" da sapata superior, conforme esquematizado na figura a seguir:

É importante lembrar que a solução apresentada e desenhada é uma das inúmeras soluções geométricas estaticamente existentes para o prédio. Cada profissional desenvolverá uma solução com base em sua experiência e em seu julgamento de otimização dos custos da sua construção, custos que variam em função do local da obra e da disponibilidade de mão-de-obra e/ou de equipamentos especiais.

BIBLIOGRAFIA

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Fundações e Elementos Estruturais Enterrados". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

3ª AULA DE EXERCÍCIOS

SAPATAS - CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUES

1. O que são fundações diretas rasas? Quais os requisitos básicos para projetos de fundações diretas rasas?

2. Conceitue ruptura local e ruptura geral. Como as areias e as argilas se diferenciam em relação ao comportamento na ruptura?

3. Como são determinados os recalques admissíveis para fundações?

4. Qual a tensão de ruptura (capacidade de carga) de sapatas corridas? E de sapatas isoladas circulares e retangulares?

5. Calcule a capacidade de carga por unidade de área e total das sapatas a seguir e discuta os resultados.

   a) sapata corrida de 2,5 m de largura apoiada em areia compacta de $\varnothing = 30^o$ e $\gamma = 19{,}2$ kN/m^3, à profundidade de 1 m.

   b) idem ao anterior para o caso do nível d'água subir até a cota de apoio da sapata e até a superfície do terreno.

   c) a mesma sapata apoiada no mesmo solo do item anterior a 2 e a 3 m de profundidade com o nível d'água bem abaixo da cota da base.

   d) sapata quadrada de 2,5 m de lado apoiada no mesmo solo, à profundidade de 1 m.

   e) idem ao item anterior, supondo-se que o peso específico do solo seja igual a 18 kN/m^3.

   f) sapata circular de 2,5 m de diâmetro apoiada em areia compacta de $\varnothing = 30^o$ e $\gamma = 19{,}2$ kN/m^3, à profundidade de 1 m.

   g) idem ao anterior para areia fofa de $\varnothing = 25^o$.

   h) sapata circular de 2,5 m de diâmetro apoiada em argila de c = 20 kN/m^2, $\varnothing = 0^o$, c' = 10 kN/m^2 e $\varnothing' = 25^o$, a 1 m de profundidade.

6. Calcule os recalques das sapatas indicadas a seguir por meio de fórmulas da Teoria da Elasticidade para os três perfis da Figura A. Admita válidas as condições de aplicação da Teoria da Elasticidade para esses casos, ou seja, desconsidere a rigidez própria das sapatas.

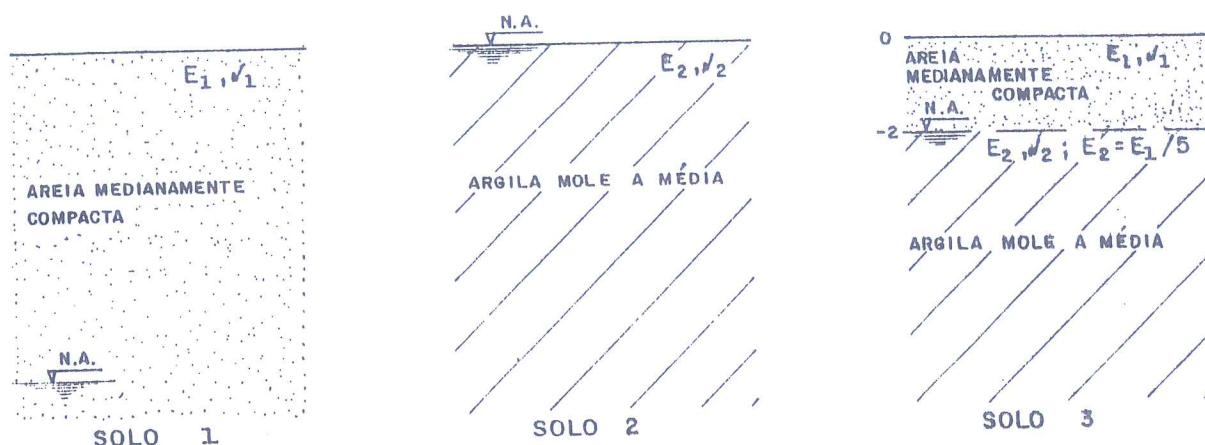



Figura A

a) recalque na borda de sapata quadrada de 2 m de lado apoiada no solo 1 às profundidades de 1 m e de 3,5 m.

b) recalque na borda de sapata retangular de 2x10 m apoiada no solo 2 à profundidade de 1 m e de 3,5 m.

c) recalque no centro de sapata circular de 1 m de raio apoiada a 3,5 m de profundidade sobre o solo 2.

d) recalque no centro de sapata circular de 1 m de raio apoiada a 3,5 m de profundidade no solo 3.

7. Explicar como são estimados os recalques de sapatas pelo método da trajetória de tensões.

8. Estimar os recalques de uma sapata circular de 3 m de diâmetro sob um pilar de 3000 kN de carga por meio da prova de carga sobre placa americama (1x1 pés) mostrada na Figura B.

9. Como se poderia calcular os recalques preliminarmente, sem dispor de provas de carga ou ensaios triaxiais?

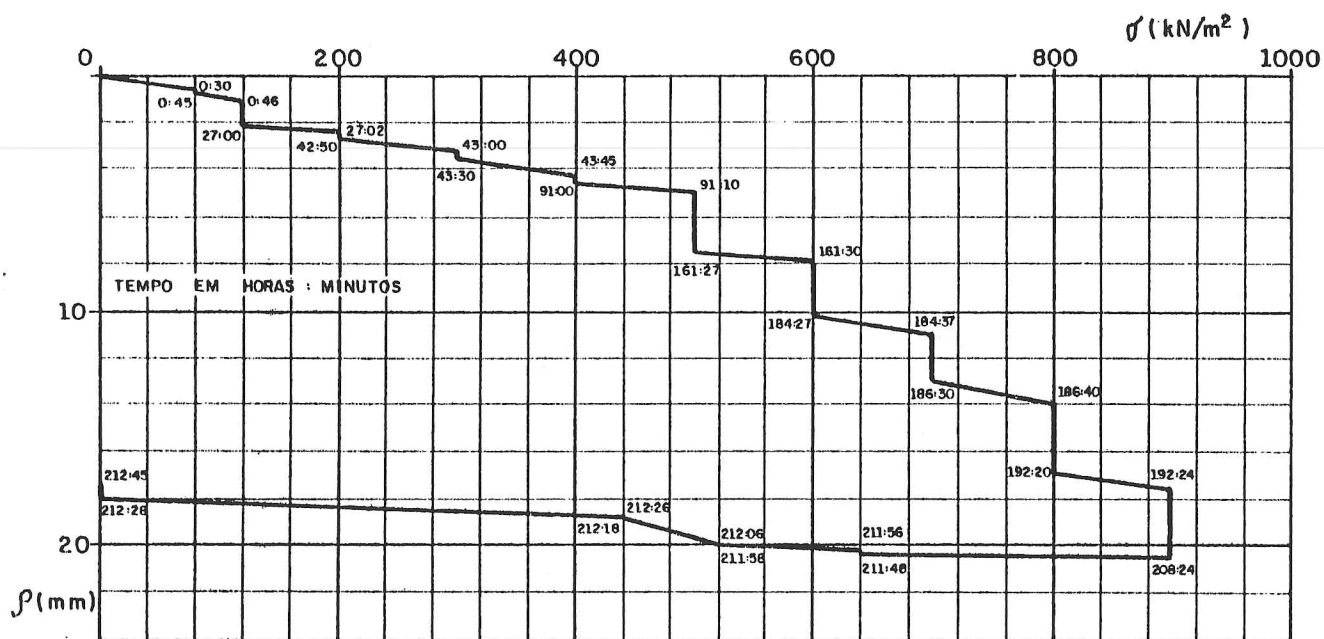



Figura B - Prova de carga

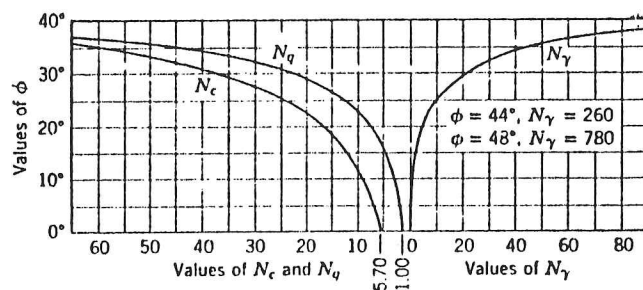



Figura C - Valores de Nc, Nq e N_γ em função de Ø (para ruptura geral). Solução de Terzaghi para capacidade de carga de fundações rasas (apud Lambe e Whitman, 1968).

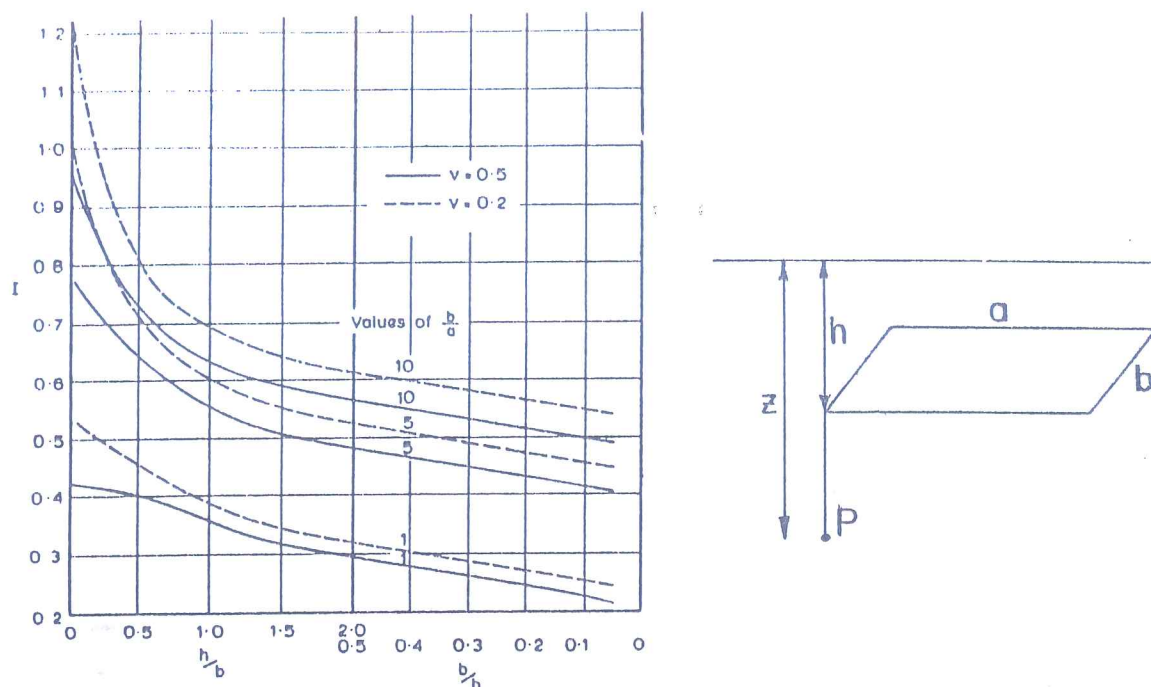



Figura D - Valores de I para carregamento retangular uniforme dentro da camada de solo (apud Skopek in Poulos e Davis, 1975).

INFLUENCE FACTORS FOR
VERTICAL DISPLACEMENT OF CIRCLE
(Nishida, 1966)

	I_o (centre)			I_e (edge)		
c/a \ ν	0.50	0.25	0.00	0.50	0.25	0.00
0.00	1.500	1.875	2.000	0.955	1.194	1.273
3.50	0.908	0.995	0.909			
5.00	0.862	0.947	0.862	0.586	0.640	0.585
100	0.750	0.833	0.750	0.478	0.530	0.478
1000	0.750	0.833	0.750	0.478	0.530	0.478

Figura E - Valores de I para carregamento circular uniforme dentro da camada de solo (apud Nishida in Poulos e Davis, 1975)

Tabela A - Alguns valores de I' para carregamento sobre a superfície do terreno (apud Pinto, 1990)

Tipo de Placa	Rígida	Flexível Centro	Flexível Borda
Circular	0,79	1,00	0,64
Quadrada	0,86	1,11	0,56
Retangular L/B = 2	1,17	1,52	0,75
L/B = 5	1,66	2,10	1,05
L/B = 10	2,00	2,54	1,27

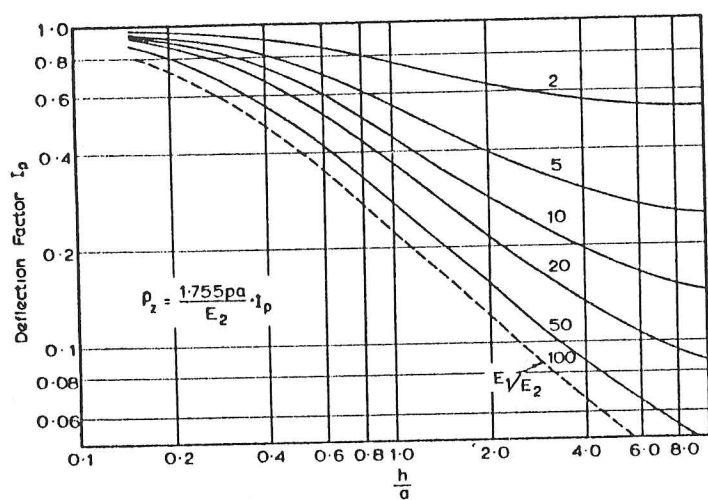
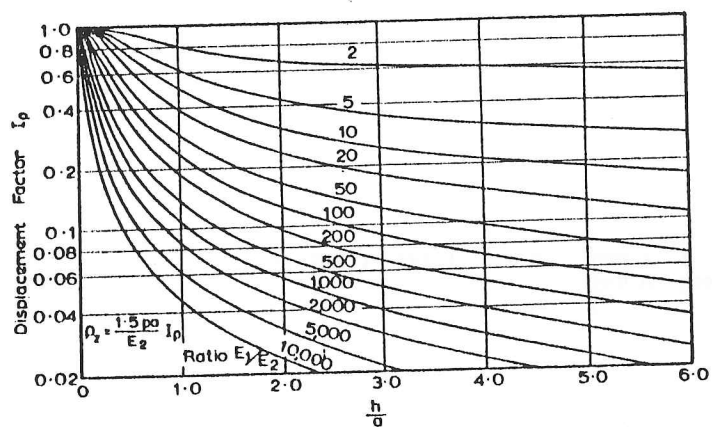
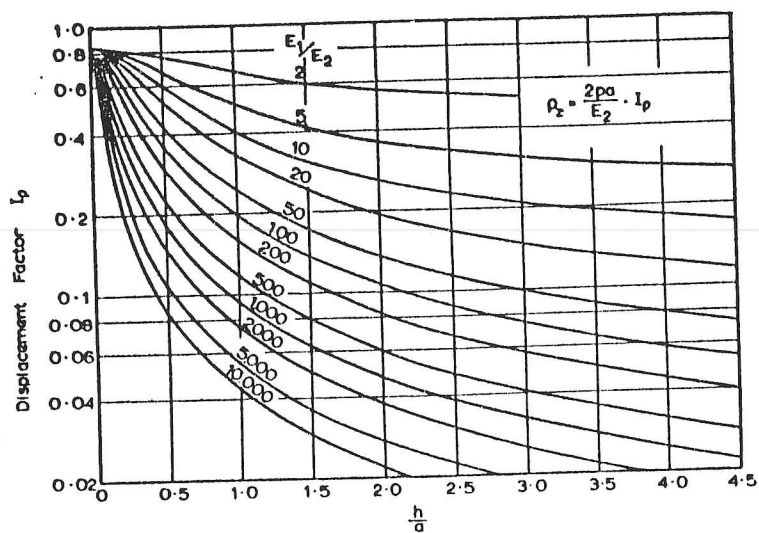



Figura F - Valores de I para carregamento na superfície de subsolo de 2 camadas (apud Poulos e Davis, 1975)

SOLUÇÃO DA 3ª AULA DE EXERCÍCIOS

SAPATAS - CAPACIDADE DE CARGA E RECALQUES

1º Exercício

Fundações diretas são estruturas suportadas pelo solo imediatamente subjacente a elas. Uma fundação direta é dita rasa quando a distância vertical entre a superfície do terreno e a base da fundação for menor ou igual à menor dimensão da fundação em planta. O termo compreende sapatas corridas, sapatas isoladas e radiers.

Os projetos de fundações direta devem atender aos seguintes requisitos:

. a tensão que a estrutura aplica ao solo não poderá superar a capacidade de carga do mesmo dividida por um coeficiente denominado coeficiente de segurança.

Entende-se por capacidade de carga o valor da tensão aplicada ao solo que causa ruptura do mesmo, em função do tipo de estrutura. A capacidade de carga pode ser também denominada tensão admissível, se atender à verificação de recalques, como se verá a seguir.

A tensão de ruptura de uma fundação depende das dimensões, forma e localização da mesma em relação à superfície do terreno, e da natureza e do estado do solo. Este item será melhor detalhado na solução do 2º exercício.

. os recalques devem ser menores que os admissíveis. Recalques admissíveis são os recalques admitidos como máximos para que a estrutura possa desempenhar adequadamente, ou seja, para que a aparência e a utilidade da estrutura não sejam comprometidos e para que a estrutura não entre em colapso.

Os recalques admissíveis dependem do tipo e tamanho da fundação; do tipo, tamanho, localização e uso da estrutura; e da configuração e da velocidade dos recalques. Este item será mais discutido na solução do 3º exercício.

2º Exercício

Seja uma prova de carga realizada sobre uma camada de solo: uma placa é apoiada sobre a superfície do solo e

curva tensão aplicada-recalque está apresentada na Figura 1b. Considera-se o solo como material elasto-plástico, com comportamento tensão-deformação apresentado na Figura 1c.

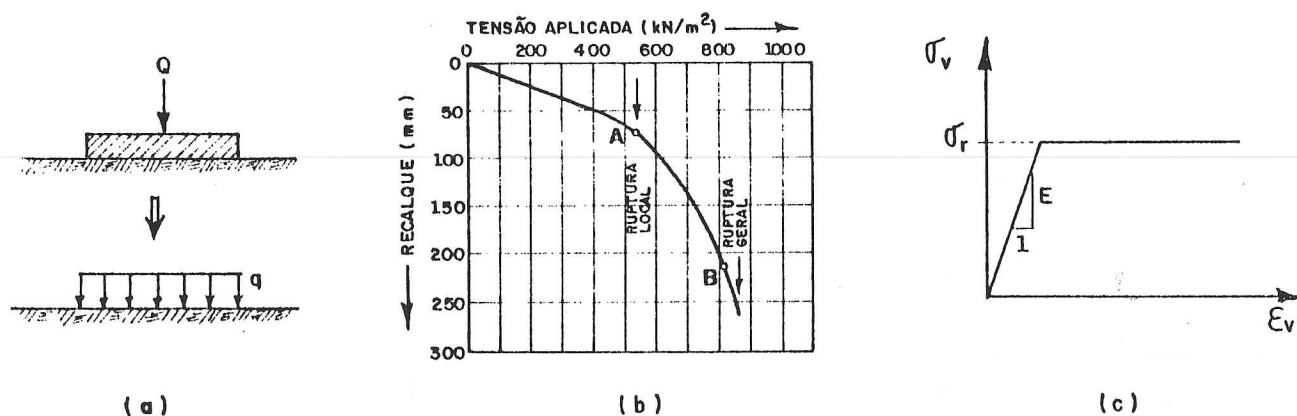



Figura 1- **(a)** Placa apoiada sobre solo e carregada continuamente. **(b)** Curva tensão aplicada-recalque. **(c)** Curva tensão-deformação do solo em ensaio triaxial, hipotética. (Apud Lambe e Whitman, 1979).

Inicialmente os recalques são aproximadamente proporcionais à tensão aplicada. Neste trecho define-se um "coeficiente de reação da placa", com notação usual "K_s", dado pela tensão aplicada dividida pelo recalque correspondente (a unidade típica é pois $tf/m^2/cm$). Observa-se uma mudança no desenvolvimento dos recalques em torno do ponto A. Este ponto corresponde à ruptura local, quando um primeiro ponto, o mais carregado, atinge a tensão σ_r e se plastifica. Os pontos ao redor ainda podem agüentar mais carregamento, pois a tensão a que estão submetidos ainda é menor que σ_r; há uma redistribuição de cargas. À medida que o ensaio prossegue, esses pontos também se plastificam. Quando a zona de plastificação se extende além da área carregada, o recalque aumenta significativamente com o acréscimo de tensão aplicada; essa situação seria representada pelo ponto B, e corresponde à ruptura geral. O desenvolvimento da zona de plastificação no tempo e no espaço está apresentado na Figura 2.

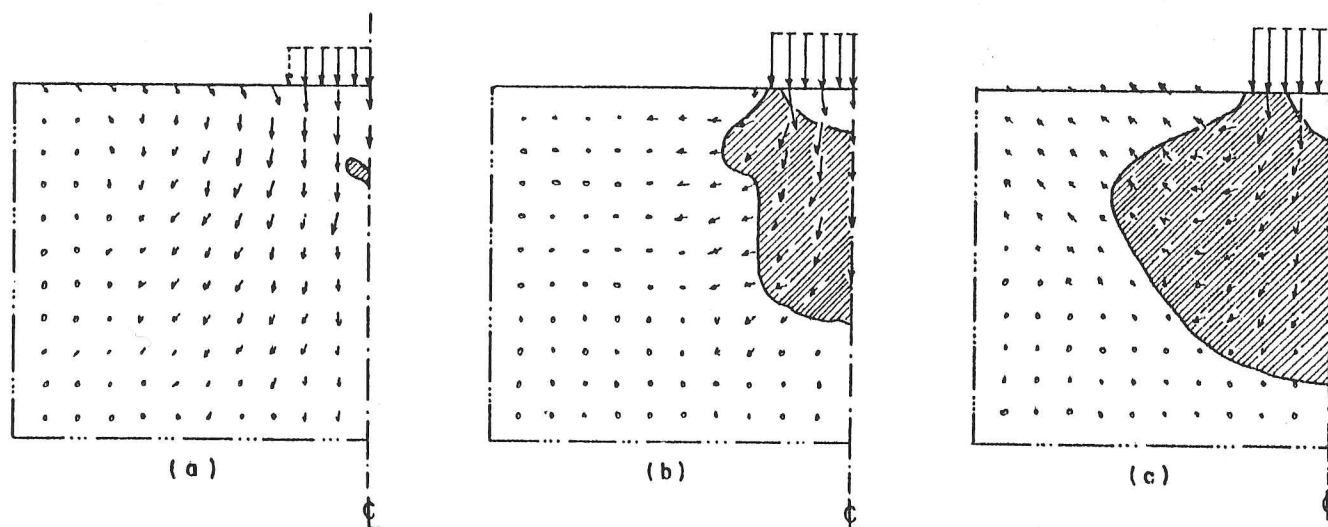



Figura 2 - Desenvolvimento da zona de plastificação (apud Lambe e Whitman, 1979)

O valor a ser adotado como capacidade de carga depende do critério do projetista. Pode-se adotar o valor último, que corresponde à ruptura geral, ou o valor da ruptura local, ou qualquer outro que se considere adequado. Normalmente, após adotar um valor de capacidade de carga, deve-se minorá-lo para haver uma margem de segurança em relação às incertezas tanto da carga aplicada quanto da resposta do solo.

Os comportamentos típicos estão mostrados na Figura 3. Nota-se que areias compactas ou argilas muito sobreadensadas apresentam pouca diferença entre as tensões que levam à ruptura local e à geral. Já areias fofas e argilas normalmente adensadas mostram trechos mais nítidos na curva de desenvolvimento de recalques em função da tensão; nesses solos grandes recalques podem ocorrer antes da ruptura geral ser atingida, o que, na prática, leva a que as tensões admissíveis sejam limitadas a valores muito inferiores às tensões de ruptura finais. As areias medianamente compactas e as argilas pouco sobreadensadas apresentam comportamentos intermediários.

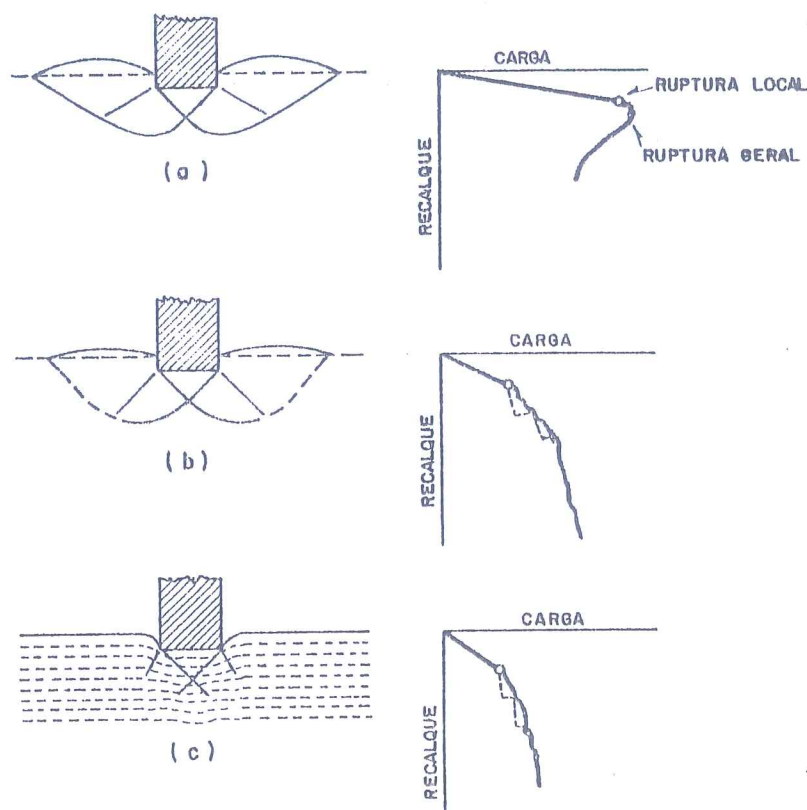



Figura 3 - Zonas de cisalhamento e curvas carga aplicada-recalque. (a) Areia densa. (b) Areia medianamente compacta. (c) Areia fofa. (Apud Vésic, 1963).

3º Exercício

O recalque total, quando excessivo, pode causar problemas em relação a conexões de tubulações (água, gás,

problemáticos, responsáveis pelas fissuras, desalinhamento das paredes e eventualmente ruína da estrutura. Porém, como a distorção angular máxima é difícil de ser prevista, nos casos em que for possível estabelecer uma relação empírica entre distorção angular máxima e recalque total máximo, pode-se adotar o último como limitante.

Na Tabela 1 estão indicados alguns valores de recalques totais, recalques diferenciais e distorções angulares admissíveis.

Tabela 1 - Alguns valores admissíveis de recalques totais,recalques diferenciais e distorções angulares (apud Sowers, 1962 e Bjerrum, 1963 in Lambe e Whitman, 1979).

Recalque Total	
Fator Limitante	Valor Máximo
drenagem	150-300 mm
acesso	300-600 mm
probabilidade de recalque não uniforme para:	
- estruturas de alvenaria	25- 50 mm
- estruturas de concreto	50-100 mm
- chaminés, silos, radiers	75-300 mm
Recalque Diferencial	
Fator Limitante	Valor Máximo
Paredes de tijolos contínuas e altas	0,0005-0,001 l
Trincamento nas paredes de edifícios de 1 pavimento de tijolos	0,001- 0,002 l
Trincamento de gesso	0,001 l
Estrutura de concreto armado	0,0025-0,004 l
Estrutura de aço contínua	0,002 l
Estrutura de aço simples	0,005 l
Distorção Angular	
Fator Limitante	Valor Máximo
Danos à estrutura de edifícios gerais	1 / 150
Paredes flexíveis de tijolos, h/l < 0,25	1 / 150
Trincamento considerável em paredes de enchimento ou de tijolos	1 / 150
Tombamento visível de edifícios altos e rígidos	1 / 250
Dificuldades com pontes rolantes	1 / 300
Primeiras trincas em paredes de enchimento	1 / 300
Edifícios onde trincas não são permitidas	1 / 500
Perigo para estruturas com diagonais	1 / 600
Dificuldades com máquinas sensíveis a recalques	1 / 750

Recalques diferenciais são mais problemáticos quando ocorrem rapidamente: com períodos mais longos para desenvolvimento de recalques, como é o caso dos recalques por adensamento em argilas, a estrutura tem mais

Os recalques podem ser estimados por fórmulas da Teoria da Elasticidade, por métodos teóricos (método da trajetória de tensões) ou por métodos empíricos baseados em provas de carga ou ensaios de penetração. Os valores obtidos devem então ser comparados com os admissíveis para aquele tipo de estrutura.

4º Exercício

A tensão de ruptura das sapatas corridas pode ser determinada por vários métodos, dependendo das hipóteses adotadas. Apresentaremos a solução de Terzaghi.

Podemos representar as tensões aplicadas ao solo por uma sapata contínua por uma faixa carregada uniformemente dentro de uma massa semi-infinita de solo, conforme indicado nas Figuras 4a e 4b.

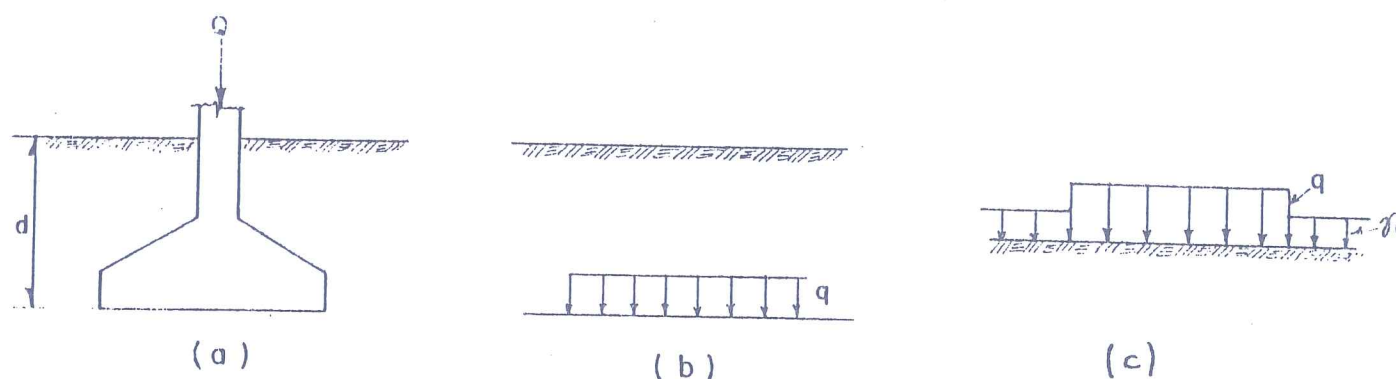



Figura 4 - Tensão de ruptura de sapatas contínuas. (a) Sapata apoiada no solo. (b) Tensões aplicadas. (c) Simplificação do problema.

Se a largura da sapata for maior ou igual a distância vertical entre a base da fundação e a superfície do terreno, a resistência ao cisalhamento do solo localizado acima do nível da base da sapata pode ser desprezada. Assim substitui-se o problema de uma carga colocada a certa profundidade no solo por uma carga superficial, ladeada por outro carregamento correspondente ao confinamento, como mostrado na Figura 4c, o que simplifica consideravelmente o problema.

O estado de equilíbrio plástico produzido por esse carregamento está ilustrado na Figura 5a. Foi adotada a hipótese de tensões de cisalhamento nulas na área carregada, ou seja, que não haja atrito entre a base da sapata e o solo (sapata lisa). Pode-se dividir a zona de equilíbrio plástico em cinco partes:

. zona I, em formato de cunha, abaixo da zona carregada, onde as tensões principais são verticais;

. duas zonas II, de cisalhamento radial, que se iniciam a partir dos cantos da área carregada, e cujos contornos

. duas zonas III, submetidas ao empuxo passivo de Rankine.

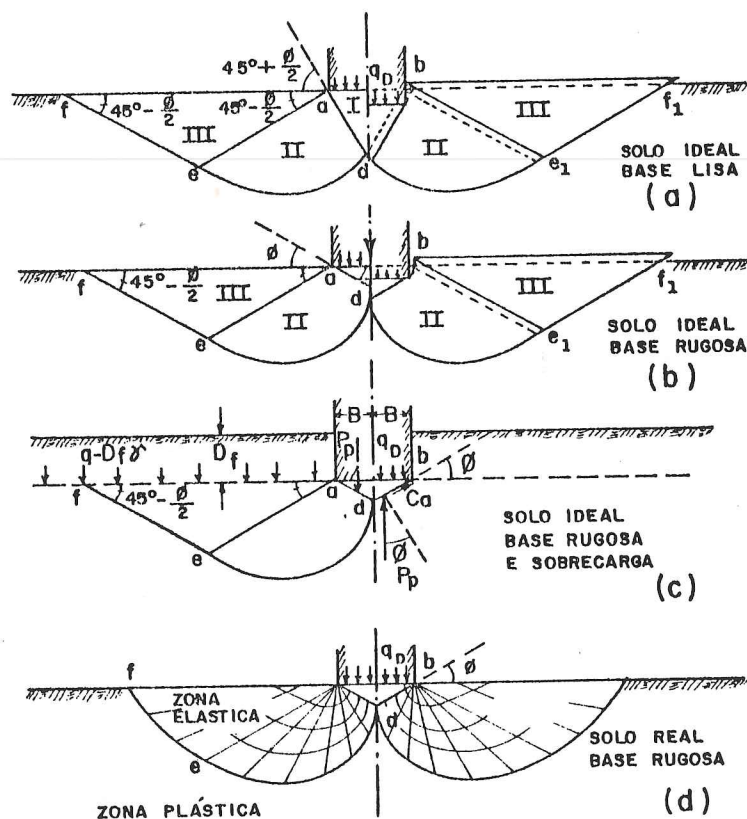



Figura 5 - Solução de Terzaghi para várias hipóteses.

Modificando-se as condições de contorno para condições mais reais, obtém-se novas definições de zona de plastificação, conforme apresentado nas Figuras 5b, 5c e 5d.

Formulando as equações de equilíbrio à situação da Figura 5d, obtêm-se as seguintes soluções:

$$\frac{P}{B \times 1} = q_r = c\,N_c + \gamma d\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma B\,N_\gamma \qquad \text{sapata corrida}$$

$$\frac{P}{\pi \times r^2} = q_r = 1{,}3\,c\,N_c + \gamma d\,N_q + 0{,}6\,\gamma r\,N_\gamma \qquad \text{sapata circular}$$

$$\frac{P}{B \times B} = q_r = 1{,}3\,c\,N_c + \gamma d\,N_q + 0{,}4\,\gamma B\,N_\gamma \qquad \text{sapata quadrada}$$

Os fatores N_c, N_q e N_γ podem ser obtidos por meio das curvas apresentadas na Figura C da folha de exercícios. A dedução dessas equações pode ser encontrada em Terzaghi (1943) ou em Vargas (1977).

Observa-se que são três os fatores que determinam a capacidade de carga das sapatas corridas: uma parcela devida à coesão, outra ao atrito e outra devida à sobrecarga lateral exercida pelo solo sobre a base da sapata.

5º Exercício

a)

sapata corrida; $B = 2,5$; $\varnothing = 30^{o}$; $d = 1$; $\gamma = 19,2\ kN/m^3$

$$\frac{P}{B \times 1} = q_r = c\,N_c + \gamma d\,N_q + \tfrac{1}{2}\,\gamma\,B\,N_\gamma$$

$q_r = 0 \times 36 + 19,2 \times 1 \times 22 + 0,5 \times 19,2 \times 2,5 \times 20$

$q_r = 902,4\ kN/m^2$ ou $P = 2256,0\ kN/m$

b)

NA na cota da base

$q_r = 0 \times 36 + 19,2 \times 1 \times 22 + 0,5 \times (19,2 - 10) \times 2,5 \times 20$

$q_r = 652,4\ kN/m^2$ ou $P = 1631,0\ kN/m$

NA na superfície do terreno

$q_r = 0 \times 36 + (19,2-10) \times 1 \times 22 + 0,5 \times (19,2-10) \times 2,5 \times 20$

$q_r = 432,4\ kN/m^2$ ou $P = 1081,0\ kN/m$

c)

a 2 m de profundidade

$q_r = 0 \times 36 + 19,2 \times 2 \times 22 + 0,5 \times 19,2 \times 2,5 \times 20$

$q_r = 1324,8\ kN/m^2$ ou $P = 3312,0\ kN/m$

a 3 m de profundidade

q_r = 0 X 36 + 19,2 X 3 X 22 + 0,5 X 19,2 X 2,5 X 20

q_r = 1747,2 kN/m^2 ou P = 4368,0 kN/m

d)

sapata quadrada; B = 2,5 m; d = 1 m

$$\frac{P}{B \, X \, B} = q_r = 1{,}3\, c\, N_c + \gamma d\, N_q + 0{,}4\, \gamma B\, N_\gamma$$

q_r = 1,3 X 0 X 36 + 19,2 X 1 X 22 + 0,4 X 19,2 X 2,5 X 20

q_r = 806,4 kN/m^2 ou P = 5040,0 kN

e)

γ = 18 kN/m^3

q_r = 1,3 X 0 X 36 + 18 X 1 X 22 + 0,4 X 18 X 2,5 X 20

q_r = 756,0 kN/m^2 ou P = 4725,0 kN

f)

sapata circular; D = 2r = 2,5 m; γ = 19,2 kN/m^3

$$\frac{P}{\pi r^2} = q_r = 1{,}3\, c\, N_c + \gamma d\, N_q + 0{,}6\, \gamma r\, N_\gamma$$

q_r = 1,3 X 0 X 36 + 19,2 X 1 X 22 + 0,6 X 19,2 X 1,25 X 20

q_r = 710,4 kN/m^2 ou P = 3487,2 kN

g)

ø = 25^o

q_r = 1,3 X 0 X 24 + 19,2 X 1 X 12,5 + 0,6 X 19,2 X 1,25 X 10

q_r = 384,0 kN/m^2 ou P = 1885,0 kN

h)

c = 20; ø = 0°, c' = 10; ø' = 25°

a "curto prazo"

q_r = 1,3 X 20 X 5,7 + 19,2 X 1 X 1 + 0,6 X 19,2 X 1,25 X 0

q_r = 167,4 kN/m^2 ou P = 821,7 kN

a longo prazo

q_r = 1,3 X 10 X 24 + 19,2 X 1 X 12,5 + 0,6 X 19,2 X 1,25 X 10

q_r = 696,0 kN/m^2 ou P = 3416,5 kN

Discussão dos Resultados

Observa-se que a subida do nível d'água diminui a capacidade de carga: o aumento de pressão neutra faz diminuir a tensão efetiva e, portanto, a resistência ao cisalhamento por atrito, na base da sapata. Se a cota do nível de água for superior à base da sapata haverá também perda de capacidade de carga por alívio de sobrecarga devido ao empuxo d'água.

Em solos arenosos a capacidade de carga de uma sapata circular de diâmetro B é ligeiramente menor que a de uma sapata quadrada de lado B, que por sua vez é ligeiramente menor do que a de uma sapata corrida de largura B.

A capacidade de carga aumenta com a profundidade, devido à sobrecarga do solo sobre a sapata. No caso da sapata corrida sobre areia compacta, este aumento foi de 47% quando a profundidade aumentou de 1 para 2 m, e de 32% de 2 para 3 m.

A capacidade de carga aumenta com o peso específico do solo, porém não muito significativamente. No caso da sapata quadrada, a capacidade de carga diminuiria de 7% se o peso específico do solo fosse 18 kN/m^3 em vez de 19,2 kN/m^3.

A capacidade de carga aumenta drasticamente com o ângulo de atrito do solo. No caso da sapata circular, a

A coesão pode ser responsável por importante parcela da capacidade de carga. Por exemplo, a sapata circular apoiada sobre argila com $\varnothing = 25^o$ e c = 10 kN/m^2 tem capacidade de carga 81% superior à mesma sapata apoiada sobre areia fofa com $\varnothing = 25^o$ e c = 0.

6º Exercício

A utilização das fórmulas da Teoria da Elasticidade pressupõe que o solo tenha comportamento elástico, o que raramente é verdadeiro. Mesmo assim, a Teoria da Elasticidade é importante na estimativa de recalques e na compreensão do fenômeno, devendo-se apenas lembrar das hipóteses assumidas para eventuais correções.

As fórmulas de recalques de fundações diretas da Teoria da Elasticidade, normalmente muito complexas, são apresentadas da seguinte forma simplificada:

$$r = \frac{q\,B\,I}{E}$$

onde q = tensão aplicada pela fundação

B = dimensão característica da fundação (menor dimensão)

E = módulo de elasticidade

I = fator de influência

Alguns valores típicos de E

Tipo de solo	E (kPa)
argila muito mole	2 500
argila mole	2 500 a 5 000
argila média	5 000 a 10 000
argila rija	10 000 a 20 000
argila muito rija	20 000 a 40 000
argila dura	40 000
areia fofa	10 000 a 50 000
areia compacta	40 000 a 100 000

Vejamos os casos mais usuais, que correspondem a diferentes soluções elásticas:

. tensão uniformemente distribuída aplicada sobre a superfície de um semi-espaço infinito de solo homogêneo isotrópico e de comportamento elástico linear.

$I = (1 - v^2)\,I'$

v = coeficiente de Poisson

I' pode ser obtido na Tabela A da folha de exercícios.

. carregamento dentro da camada de solo, recalque na borda de uma superfície retangular carregada à profundidade h (Poulos e Davis, 1974):

B = menor dimensão da área carregada

I = f(a, b, h e z); pode ser determinado por meio das curvas da Figura D.

. carregamento dentro da camada de solo, recalque no centro e na borda de uma área circular carregada à profundidade h (Poulos e Davis, 1974):

B = raio da área carregada

I = pode ser obtido por meio das curvas da Figura E.

. carregamento sobre a superfície de subsolos compostos de 2 camadas, área circular (Poulos e Davis, 1974):

B = diâmetro da área carregada

E = módulo da camada inferior

I = pode ser obtido por meio das curvas da Figura F.

Estas fórmulas podem ser utilizadas tanto para recalques imediatos como para recalques finais (a longo prazo), utilizando-se apenas as constantes elásticas convenientes para cada caso. Para as areias, os recalques significativos são sempre imediatos. No caso das argilas, há que se considerar tanto os imediatos como os finais, devidos ao adensamento.

Os recalques imediatos ocorrem com ou sem variação de volume, dependendo do tipo de solo e das condições de drenagem. Areias e argilas não saturadas geralmente apresentam mudança de volume; argilas saturadas, não. Areias saturadas podem, em condições particulares, se deformar sem variação de volume, em solicitações muito rápidas, como no caso de terremotos ou de vibrações de máquinas.

O comportamento elástico do solo é expresso pelos parâmetros E e v, os quais podem ser obtidos por meio de ensaios triaxiais realizados com condições de drenagem e carregamento compatíveis com as obras em questão, ou por retroanálise a partir de provas de carga sobre placas.

No caso de recalques imediatos, os parâmetros da areia poderiam ser obtidos por meio de ensaios CD e CU, e os da argila saturada por meio de ensaios UU. Para o cálculo dos recalques finais, já levando em conta o

O erro no recalque calculado pela fórmula com a carga na superfície é agora igual a 64% (o efeito da profundidade torna-se mais notável), sempre a favor da segurança.

b) sapata retangular apoiada no solo 2

. recalques imediatos

sapata a 1 m de profundidade

$a = 2; b = 10; h = 1$

$b/a = 5; h/b = 0,5; \nu = 0,5: I = 0,64$

$$r = \frac{q\,B\,0,64}{E_2}$$

Se a fórmula elástica para carga na superfície tivesse sido utilizada, teríamos

$$r = \frac{q\,B\,(1 - 0,5^2)\,1,05}{E_2} = \frac{q\,B\,0,79}{E_2}$$

Observa-se que o recalque assim calculado está a favor da segurança e que o erro é igual a 23%.

sapata a 3,5 m de profundidade

$a = 2; b = 10; h = 3,5$

$b/a = 5; h/b = 1,75; \nu = 0,5: I = 0,48$

$$r = \frac{q\,B\,0,48}{E_2}$$

O erro no recalque calculado pela fórmula com a carga na superfície é agora igual a 65% (o efeito da profundidade torna-se mais notável), sempre a favor da segurança.

. recalques finais

sapata a 1 m de profundidade

$a = 2; b = 10; h = 1$

$b/a=5$; $h/b=0{,}5$; $\nu=0{,}2$: $I=0{,}71$

$$r = \frac{q\,B\,0{,}71}{E_2'}$$

sapata a 3,5 m de profundidade

$a=2$; $b=10$; $h=3{,}5$

$b/a=5$; $h/b=1{,}75$; $\nu=0{,}2$: $I=0{,}54$

$$r = \frac{B\,0{,}54}{E_2'}$$

O valor de E_2' deve ser determinado por ensaios CD ou CU com medida de pressão neutra.

c) sapata circular apoiada a 3,5 m de profundidade sobre o solo 2

$r=1$; $h=3{,}5$

$h/r=3{,}5$; $\nu=0{,}5$: $I=0{,}908$

$$r = \frac{q\,r\,0{,}908}{E}$$

Se a fórmula elástica para carga na superfície tivesse sido utilizada, teríamos

$$r = \frac{q\,2r\,(1-0{,}5^2)\,1{,}00}{E} = \frac{q\,r\,1{,}5}{E}$$

Observa-se que o recalque assim calculado está a favor da segurança e que o erro é igual a 65%.

d) sapata circular apoiada a 3,5 m de profundidade no solo 3

Poulos e Davis apresentam solução elástica apenas para carregamento sobre a superfície de subsolos compostos de 2 camadas. Já sabemos que os recalques assim estimados estarão superestimados por não considerarem o efeito da profundidade.

As curvas de I não incluem o caso do perfil 3, onde $\nu_1=0{,}2$ e $\nu_2=0{,}5$. Podemos optar pela solução $\nu_1=0{,}2$ e $\nu_2=0{,}4$, que subestima os recalques, ou pela de $\nu_1=0{,}5$ e $\nu_2=0{,}5$, que superestima os recalques.

1ª solução:

$v_1 = 0{,}2$; $v_2 = 0{,}4$; $r = 1$; $h = 2{,}0$

$E_1/E_2 = 5$; $h/r = 2{,}0$: $I = 0{,}37$

$$r = \frac{q\ r\ 3{,}7}{E_1}$$

2ª solução:

$v_1 = 0{,}5$; $v_2 = 0{,}5$; $r = 1$; $h = 2{,}0$

$E_1/E_2 = 5$; $h/r = 2{,}0$: $I = 0{,}42$

$$r = \frac{q\ r\ 4{,}2}{E_1}$$

Podemos adotar que $3{,}7q_r/E_1 \leq r \leq 4{,}2q_r/E_1$.

Se a fórmula elástica para carga na superfície tivesse sido utilizada, teríamos

$$r = \frac{q\ 2r\ (1 - 0{,}5^2)\ 1{,}00}{E} = \frac{q\ B\ 1{,}5}{E}$$

Observa-se que o recalque assim calculado está contra a segurança e que o erro está entre 250% e 280%.

7º Exercício

O método da trajetória de tensões utiliza a distribuição de tensões calculada pela Teoria da Elasticidade e os recalques resultantes são estimados com o auxílio de ensaios.

Inicialmente alguns pontos sob a área carregada são selecionados. As trajetórias de tensões destes pontos são estimadas através das fórmulas da Teoria da Elasticidade. Realizam-se então ensaios triaxiais em corpos de prova extraídos destes pontos seguindo as trajetórias estimadas. A partir das deformações observadas nos ensaios estimam-se os recalques da estrutura.

Para tornar o processo menos trabalhoso pode-se adotar um único ponto considerado "médio". Um dos critérios

um carregamento circular sobre um solo homogêneo, o valor da tensão vertical à profundidade 3R sob o centro do círculo é apenas 15% da tensão aplicada na superfície. Pode-se adotar essa profundidade como a profundidade de interesse, se considerarmos que serão desprezíveis os recalques ocorridos abaixo dessa camada, e o ponto médio corresponderia à profundidade 3R/2.

Pode-se também determinar o módulo E no ensaio com a trajetória representativa do ponto "médio" e utilizá-lo na solução da equação elástica.

Esse método estima maiores recalques à superfície e menores recalques em camadas mais profundas quando comparado com as soluções elásticas, pois leva em consideração o aumento de rigidez do solo com a profundidade.

Mais uma vez cabe ressaltar que, mesmo nesse método, permanece o problema dos inevitáveis "traumas" de amostragem, os quais acabam por afetar a representatividade dos resultados dos ensaios.

8º Exercício

O método da prova de carga não entra em grandes considerações teóricas, mas fornece boas estimativas por ser realizado in situ e poder atingir o valor de tensão que a estrutura aplicará ao solo, medindo-se diretamente o recalque correspondente da placa.

É imprescindível corrigir o valor do recalque obtido em função das dimensões da placa de ensaio e da sapata a ser construída. Terzaghi e Peck (1967) consideram dois casos idealizados:

a) sapatas em argilas

Trata-se de sapatas apoiadas em solos cujo módulo de clasticidade pode ser considerado como aproximadamente constante ao longo da profundidade, ao menos na região do "bulbo de tensões"*. Nessa categoria enquadram-se melhor as argilas pré-adensadas.

Tem-se, nesse caso, uma proporcionalidade direta entre recalques e dimensões, conforme ilustrado na Figura 6.

---

* O meio técnico da área de Fundações chama de bulbo de tensões o lugar geométrico dos pontos que recebem 10% da carga aplicada sobre a superfície.

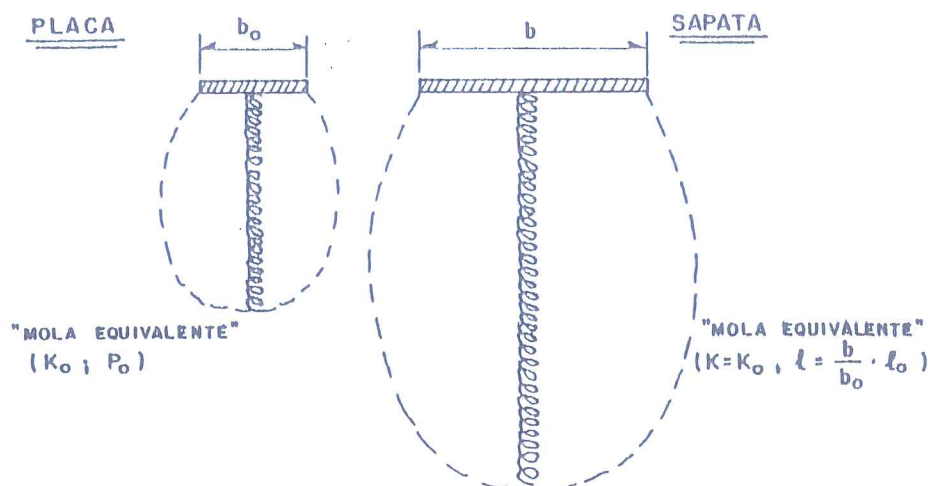



Figura 6 - Analogia com molas para explicação de recalques de sapatas - módulo de elasticidade constante com a profundidade

Nestas condições, o recalque da sapata será obtido com base no recalque r_0 da placa (sob mesma tensão aplicada) por:

$$r = r_0 \, b/b_0$$

onde r = recalque da estrutura

r_0 = recalque da placa de ensaio

b = diâmetro ou menor dimensão da fundação

b_0 = diâmetro da placa de ensaio

b) sapatas em areias

Enquadram-se neste caso os solos em que o módulo de elasticidade é linearmente crescente com a profundidade. Evidentemente, agora não é mais possível fazer uma analogia simples com uma mola com K constante, pois, para se equivaler ao solo com E crescente com a profundidade, seria necessário considerar uma mola com rigidez variável, ou seja, com K crescente com a profundidade (vide Figura 7).

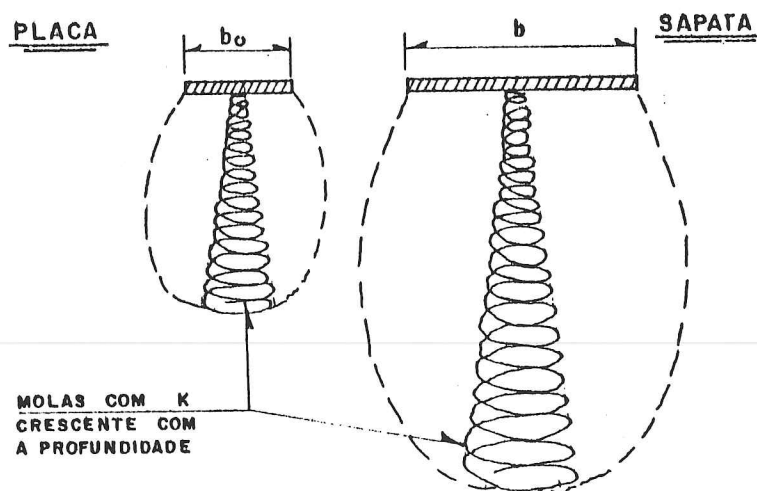



Figura 7 - Analogia com molas para explicação de recalques de sapatas - módulo de elasticidade crescente com a profundidade

Nessas condições, Terzaghi desenvolveu uma expressão empírica dada por:

$$r = r_0 \left(\frac{2b}{1 + b}\right)^2,$$

onde a largura da sapata, b, entre com dimensão de pés (ft).

Essa expressão também pode ser escrita como:

$$r = r_0 \frac{4}{(1 + 1/b)^2}, \text{ b em pés (ft)}$$

Cabe ressaltar que essa expressão é válida apenas para relacionar os recalques da sapata com os da prova de carga quando esta for realizada sobre a placa de 1x1 pés (ft) (da norma americana).

Para o caso das placas usadas em provas de carga no Brasil, a norma da ABNT (NBR 6489/84) prevê o uso de placa com diâmetro de 0,80 m (área de 0,5 m^2). Nesse caso, a expressão a ser aplicada passa a ser:

$$r = r_0 \times 1{,}90 \times \left(\frac{b}{b+0{,}30}\right)^2 = r_0 \times 1{,}90 \times \frac{1}{(1 + 0{,}3/b)^2}$$

onde r = recalque da sapata com largura b (em metros)

r_0 = recalque da placa com diâmetro de 0,80 m

A seguir é apresentado o cálculo para a questão proposta.

$\pi D^2/4 = 7{,}07\ m^2$

$q = 424{,}4\ kN/m^2$

Pela prova de carga $r_0 = 5$ mm.

$$r = 0{,}005 \times \frac{4}{(1 + 0{,}8/3)^2} = 0{,}0125\ m = 12{,}5\ mm$$

9º Exercício

Quando não se dispuser de resultados de provas de carga ou de ensaios triaxiais, ou seja, não estiverem disponíveis os parâmetros elásticos do solo, pode-se recorrer ao uso de correlações.

Conforme visto na 1ª aula, existem diversas correlações entre os parâmetros obtidos nos ensaios in situ mais simples como o SPT e o CPT e os parâmetros elásticos do solo.

Por exemplo, o K_s da prova de carga pode ser estimado grosseiramente a partir de valores de N_{SPT}.

$K_s = 2{,}1\ (N_{SPT} - 3)$ em $tf/m^2/cm$, para placa de 1 pé x pé
(Meyerhoff, para areias)

$K_s = \alpha\ N_{SPT}$ em $tf/m^2/cm$, para placa de 0,8 m de diâmetro
(Mello, para argilas; $0{,}7 \leq \alpha \leq 5$, com valor mais provável de 2)

O módulo de elasticidade tem sido correlacionado freqüentemente com a resistência de ponta do ensaio CPT (R_p):

$E \approx 2{,}0\ R_p$ (Schmertmann, para areias)

Existem inúmeras outras correlações empíricas envolvendo os parâmetros do solo. Importante é, no entanto, lembrar que as correlações empíricas são obtidas para determinados solos, com determinadas técnicas de ensaio e determinadas hipóteses de cálculo e análise. Assim, sua extrapolação a outras regiões, outros solos, outras técnicas de ensaio, deve sempre ser feita com muito cuidado e com as devidas precauções.

BIBLIOGRAFIA

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. (1974). "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). "Soil Mechanics", SI Version. Editado por John Wiley & Sons, New York.

PINTO, C. de S. (1989). "Notas de Aula de Mecânica das Solos". Apostila do Curso de Mecânica dos Solos da Graduação (PEF-501), EPUSP, São Paulo.

TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, K.; PECK, (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice". Editado por John Wiley & Sons, New York.

VARGAS, M. (1977). "Introdução à Mecânica dos Solos". Editado pela USP e pela McGraw Hill do Brasil, São Paulo.

"Exercícios de Fundações". Coletânea de Exercícios de 1978 com Resoluções, Curso de Fundações (PEF-502), EPUSP, São Paulo.

4ª AULA DE EXERCÍCIOS

TUBULÕES: PROJETO GEOMÉTRICO, CAPACIDADE DE CARGA, RECALQUES, PESQUISA DA INFLUÊNCIA DO ATRITO LATERAL

1. Para a planta de cargas do edifício e perfil de subsolo apresentados respectivamente na 1ª e na 2ª aula, desenvolver um projeto geométrico de fundação por tubulões.

2. Com base no perfil de subsolo e admitindo σ_{adm} de 5 kgf/cm^2, executar o pré-dimensionamento de tubulões para pilares com cargas de 370 tf e 1200 tf, apoiados na cota -11,5 m. Calcular os recalques elásticos pelo processo de Schmertmann e estimar os recalques por adensamento na camada D. Dados da camada D obtidos por meio de ensaios: p_a = 5 kgf/cm^2; C_c = 0,37; C_r = 0,04; e_0 = 0,65.

3. Com base no perfil de subsolo e em ensaios geotécnicos especiais, pesquisar a influência do atrito lateral em tubulões apoiados nas cotas -11,5 m e -21,5 m (supondo camada B com 10 m a mais de profundidade). Comparar resultados obtidos. Supor σ_{adm} nominal de 5 kgf/cm^2.

4. Com base no perfil de subsolo, estimar σ_{adm} e compará-lo com o σ_{adm} nominal adotado nos exercícios anteriores:

   a) segundo a fórmula geral de capacidade de carga de Terzaghi;

   b) segundo Vésic.

   Observação: considerar dados de resistência da camada C obtidos na 1ª aula de exercícios: c' = 0 e ø' = 32º.

5. Analisar e comentar as diferenças básicas entre as teorias de capacidade de carga de Terzaghi e Meyerhof.

SOLUÇÃO DA 4ª AULA DE EXERCÍCIOS:

TUBULÕES: PROJETO GEOMÉTRICO, CAPACIDADE DE CARGA, RECALQUES, PESQUISA DA INFLUÊNCIA DO ATRITO LATERAL

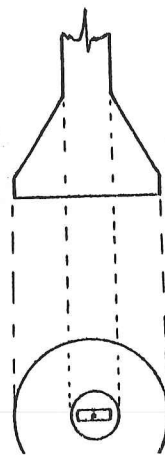
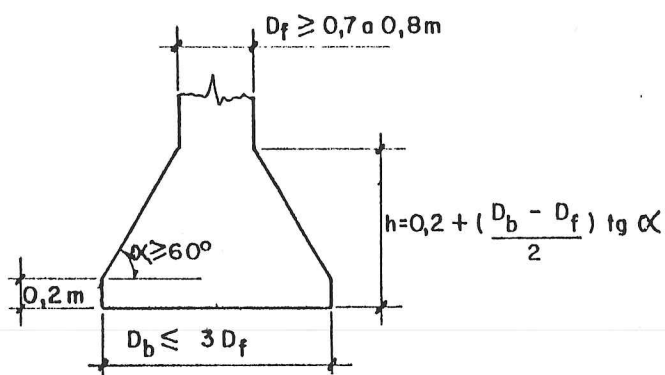
1º Exercício

Em nível de anteprojeto de uma fundação por tubulões, justifica-se o cálculo adotando-se uma tensão admissível nominal do terreno, em certa cota, sem levar em consideração a parcela de contribuição do atrito lateral no fuste e sem verificar os recalques da fundação.

O dimensionamento de um projeto geométrico de fundação por tubulões inicia, como no caso da opção de fundação direta, por verificações iniciais para comprovar a inexistência de excentricidades exageradas de carregamento do edifício e avaliar a ordem de grandeza média deste carregamento. Estas verificações são similares àquelas desenvolvidas na aula de fundações diretas.

Dimensionamento dos tubulões

Procuraremos a seguir mostrar em detalhe um exemplo para caso de tubulões, utilizando tensão admissível de 5,0 kgf/cm^2, e lembrando a similaridade que estes dimensionamentos têm com aqueles da solução de fundações diretas.

Cabe lembrar que o diâmetro interno mínimo do fuste para possibilitar a escavação manual é da ordem de 0,7 a 0,8 m. Recomenda-se que o diâmetro da base não ultrapasse o triplo do diâmetro do fuste por razões de segurança. O ângulo que a borda da base do tubulão faz com a horizontal deve ser no mínimo 60° para evitar ocorrência de tensões de tração na base. A projeção em planta da base do tubulão deve englobar a projeção em planta do pilar e do fuste. Estes detalhes estão indicados na figura abaixo.

a) Tubulões "patentemente" isolados como, por exemplo, o P_{12}.

$P = 151$ tf

Como o tubulão é escavado a céu aberto e concretado sem armação, adotar-se-á σ_{rupt} de 60 kgf/cm^2 (= 600 tf/m^2).

O fuste do tubulão teria dimensão de:

$A_f = P / \sigma_{concreto} = 151 / 600$

$A_f = 0{,}25\ m^2 = \pi\ D^2/4$, resultando $D_f = 0{,}6$ m

Como este diâmetro é inferior ao valor recomendado como aceitável para escavação manual, utilizaremos o mínimo necessário:

$D_f = 0{,}8$ m

Para o dimensionamento da base do tubulão:

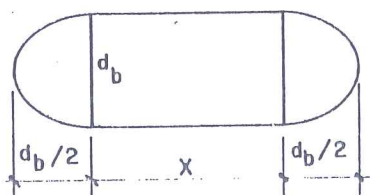
$A_b = P / \sigma_{adm} = 151 / 50 = 3{,}02\ m^2$

$A_b = \pi\ D^2/4$, resultando $D_b = 1{,}96$ m

b)

No caso do pilar P_4, para não entrarmos no alinhamento da rua, utilizaremos uma falsa elipse, paralela ao alinhamento, para dimensionar a base de sua fundação.

$A_b = P / \sigma_{adm} = 182 / 50 = 3{,}64\ m^2$

Nesse caso imporemos uma geometria com uma falsa elipse (figura composta de um retângulo e dois semi-círculos) com d_b mínimo de 0,95 m, isto é, igual à largura do pilar:

$A_b = \pi\, d_b^2/4 + x\, d_b$, portanto $x = (A_b - d_b^2/4)\,(1/d_b)$

$x = (3{,}64 - 0{,}95^2/4)\,(1/0{,}95) = 3{,}09$ m

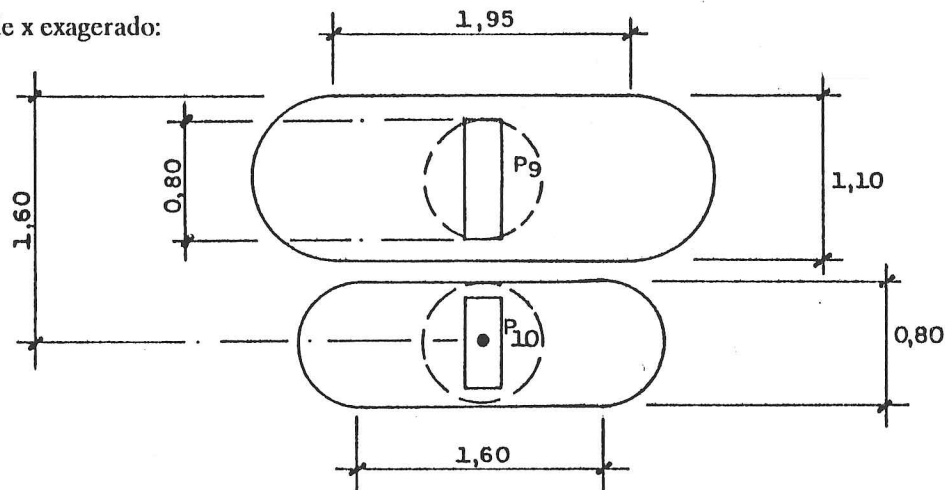
Portanto a falsa elipse terá $x = 3{,}10$ m e $d_b = 0{,}95$ m. Nesse caso obteve-se x um pouco grande; o ideal seria $x \approx 2\, d_b$.

c)

No caso dos pilares P_9 e P_{10} teríamos, ao se avaliar suas bases como circulares e isoladas, superposição. Passa portanto a ser importante otimizar a geometria dessas bases, usando falsas elipses.

$P_9 = 155$ tf

O fuste teria $A_f = 155$ tf / 600 tf/m^2 = 0,26 m^2, ou seja, $D_f = 0{,}57$ m, para o qual adotaremos $D_f = 0{,}80$ m por motivos construtivos.

Como $\sigma_{adm} = 50$ tf/m^2, $A_b = 3{,}10$ m^2. Utilizando-se a geometria de falsa elipse com $d_b = 1{,}1$ m, de modo a não obter um valor de x exagerado:

$A_b = 3{,}10 = \pi\, 1{,}1^2/4 + 1{,}1\, x$, donde $x = 1{,}95$ m

$P_{10} = 88$ tf

O fuste teria $D_f = 0{,}80$ m, e a base, com $\sigma_{adm} = 50$ tf/m^2, $A_b = 1{,}76$ m^2. Utilizando-se a geometria de falsa elipse com $d_b = 0{,}8$ m, isto é, igual ao diâmetro do fuste, teríamos:

$A_b = 1{,}76 = \pi\, 0{,}8^2/4 + 0{,}8\, x$, donde:

$x = 1{,}57$ m. Adotaremos $x = 1{,}60$ m.

$(1{,}60 - 0{,}80 - 0{,}80/2)m = 0{,}40\ m$,

vê-se que as bases estudadas são aceitáveis.

É importante voltar a colocar que inúmeras outras alternativas de solução podem ser propostas, para análise de custos e decisão final.

d) Pilares P_{18} e P_{19}:

O caso desses dois pilares poderia vir a trazer dificuldades para a solução de fundações isoladas com bases de geometria otimizada, uma vez que o pilar P_{18} tem 0,60 m de dimensão. Ao se optar pelo uso de fuste com diâmetro de 0,80 m estaríamos criando uma excentricidade nessa fundação.

Pode-se portanto analisar essa fundação com solução alavancada, de maneira similar à discutida no caso de fundações diretas.

$P_{18} = 94$ tf; $P_{19} = 165$ tf

$L = (1{,}6 - 0{,}3)\ m = 1{,}3\ m$

1º chute: $R_1 = 1{,}2 \times P_{18} = 112{,}80$ tf

$A_b = 112{,}80 / 50 = 2{,}26\ m^2$

Escolhendo-se a geometria de falsa elipse com d_b de 0,80 m, isto é, igual ao diâmetro do fuste:

$A_b = \pi\ 0{,}8^2/4 + x\ 0{,}8$, portanto $x = 2{,}20$ m

A excentricidade $e = 0{,}8/2 - 0{,}6/2 = 0{,}10$ m. Logo,

$$R_1 = \frac{L}{L - e} P_{18} = \frac{1{,}3}{1{,}2} 94 = 101{,}8 \text{ tf}$$

e $A_b = 101{,}8 / 50 = 2{,}04\ m^2$, portanto, $x = 1{,}92$ m. Aceitaremos esse valor de x um pouco elevado, pois sua diminuição implicaria aumentar a excentricidade).

Como a excentricidade está fixa em função da dimensão escolhida para a altura da falsa elipse, a geometria da fundação desse tubulão passa a ser: $x = 1{,}95$ m e $d_b = 0{,}8$ m.

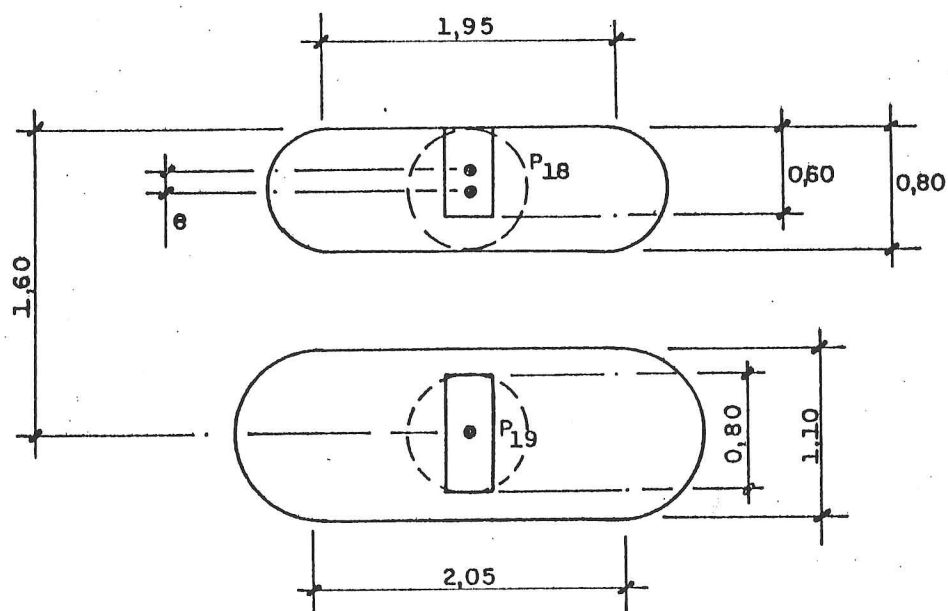
Para o cálculo da fundação do P_{19} será considerada a metade do alívio:

$P = (101,8 - 94) / 2 = 3,9$ tf, valor praticamente desprezível.

A fundação do P_{19} será:

$P = 165 - 3,9 = 161,1$ tf

$A_b = 161,1 / 50 = 3,22\ m^2$

Com geometria de falsa elipse, adotando $d_b = 1,1$ m e $x = 2,05$ m.

Assim poderiam ser resolvidas todas as fundações para os pilares do prédio proposto. Note-se que o projeto desenvolvido foi baseado em tensão nominal, em determinada cota do subsolo, sem levar em conta a parcela de atrito no fuste e sem verificar os recalques da fundação. Esse procedimento não está conceitualmente correto, mas é ainda muito difundido.

2º Exercício

a) Pré-dimensionamento

Tubulões 370 tf

$\sigma_{concr} = 60\ kgf/cm^2$; $A_f = 0,62\ m^2$; $D_f = 0,89\ m = 0,90\ m$

$\sigma_{nom} = 5\ kgf/cm^2;\ A_b = 7{,}40\ m^2;\ D_b = 3{,}07\ m = 3{,}10\ m$

$h_b = ½\ (D_b - D_f)\ tg\ 60^o + 0{,}2 = 2{,}1\ m$

Tubulões 1 200tf

$\sigma_{concr} = 60\ kgf/cm^2;\ A_f = 2{,}00\ m^2;\ \ D_f = 1{,}60\ m$

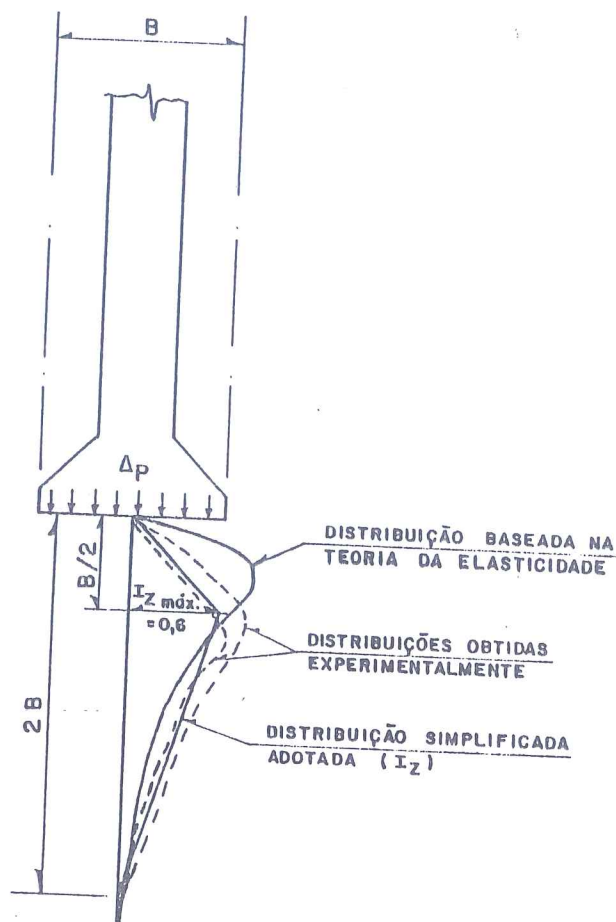
$\sigma_{nom} = 5\ kgf/cm^2;\ A_b = 24{,}0\ m^2;\ D_b = 5{,}53\ m \approx 5{,}55\ m$

$h_b = ½\ (D_b - D_f)\ tg\ 60^o + 0{,}2 = 3{,}6\ m$

b) Recalques elásticos - Estimativa por Schmertmann

O processo de cálculo de recalques elásticos idealizados por Schmertmann (1970) está sucintamente descrito a seguir:

. decompõe-se o subsolo desde a sapata até uma profundidade 2B (sendo B a largura ou diâmetro da sapata) em subcamadas de módulo de elasticidade constante;

. determina-se para o ponto médio de cada subcamada o fator de influência de distribuição de tensões, por meio da curva apresentada na figura a seguir.

- calcula-se para cada subcamada o valor $I_z\ \delta z/E$;

- o recalque é determinado por:

$r = C_1 C_2\ \delta p\ \Sigma\ (I_z\ \delta z/E)$

r = recalque total após t anos

C_1 = coeficiente de correção para efeito de profundidade

C_2 = coeficiente de correção para efeito de tempo

δp = acréscimo de tensão efetiva devido à sapata (= σ_{apl} - p_0)

I_z = fator de influência de deformações, adotado como variando linearmente entre 0 e B/2 e entre B/2 e B

δz = espessura da subcamada

E = módulo de elasticidade (= 2 R_p)

$C_1 = 1 - 0{,}5\ (p_0/\delta p)$ e $C_1 \geq 0{,}5$

p_0 = pressão efetiva vertical na cota de apoio da sapata

$C_2 = 1 + 0{,}2 \log (t / 0{,}1)$

t = vida útil da obra em anos (= 25 para pequenos edifícios)

z = distância do meio da subcamada até a cota de apoio

Tubulão de 370 tf

$p = \sigma_{adm} = 5\ \text{kgf/cm}^2$

$p_0 = \sigma'(-11{,}5\ \text{m}) = 4{,}0 \times 1{,}7 + 1{,}4 \times 2{,}0 + 6{,}1 \times 1{,}8 = 20{,}58\ \text{tf/m}^2 = 2{,}06\ \text{kgf/cm}^2$

$\delta p = p - p_0 = 5 - 2{,}06 = 2{,}94\ \text{kgf/cm}^2$

$C_1 = 1 - 0.5\ (p_0/\delta p) = 1 - 0.5 \times (2.06/2.94) = 0.65$

Para vida útil de 25 anos:

$t = 25$

$C_2 = 1 + 0{,}2 \log (t/0{,}1) = 1 + 0{,}2 \log (25/0{,}1) = 1{,}48$

Considera-se que o bulbo de tensões se desenvolverá até 6,2 m (= 2B) abaixo da base. Utilizaremos as correlações E = 2 Rp para areias e E = 6,5 Rp para argilas, apresentadas na 1ª aula de exercícios. Dividindo a camada C em 2 subcamadas teremos:

Camada	δz (cm)	R_p (kgf/cm²)	E (kgf/cm²)	z (cm)	I_z	$I_z\,\delta z/E$
C 1	155	103	206	77,5	0,30	0,226
C 2	355	113	226	332,5	0,37	0,581
D 3	110	23	150	565,0	0,07	0,051
						0,858

R_p foi considerado variando linearmente dentro da camada C.

$r = C_1\, C_2\, \delta p\ \Sigma\, I_z\, \delta z/E$

$r = 0{,}65 \times 1{,}48 \times 2{,}94 \times 0{,}858 = 2{,}43$ cm

Desprezando-se o recalque relativo aos 1,10 m da camada D, e concentrando-se o estudo na camada C, teríamos obtido recalque de 2,28 cm, ou seja, a simplificação levaria a um erro de 6% na estimativa.

Camada	δz (cm)	R_p (kgf/cm²)	E (kgf/cm²)	z (cm)	I_z	$I_z\,\delta z/E$
C 1	155	103	206	77,5	0,30	0,226
C 2	355	113	226	332,5	0,37	0,581
						0,807

$r = C_1\, C_2\, \delta p\ \Sigma\, I_z\, \delta z/E$

r = 0,65 X 1,48 X 2,94 X 0,807 = 2,28 cm

Tubulão de 1 200 tf

Considera-se que o bulbo se desenvolverá até 11,10 m (= 2B) abaixo da base do tubulão.

Camada	δz (cm)	R_p (kgf/cm^2)	E (kgf/cm^2)	z (cm)	I_z	$I_z\ \delta z/E$
C 1	238	105	210	139	0,30	0,397
C 2	232	115	230	394	0,52	0,525
D 3	210	26	169	615	0,36	0,447
E 4	390	205	410	915	0,14	0,133
						1,502

$r = C_1\ C_2\ \delta p\ \Sigma\ I_z\ \delta z/E$

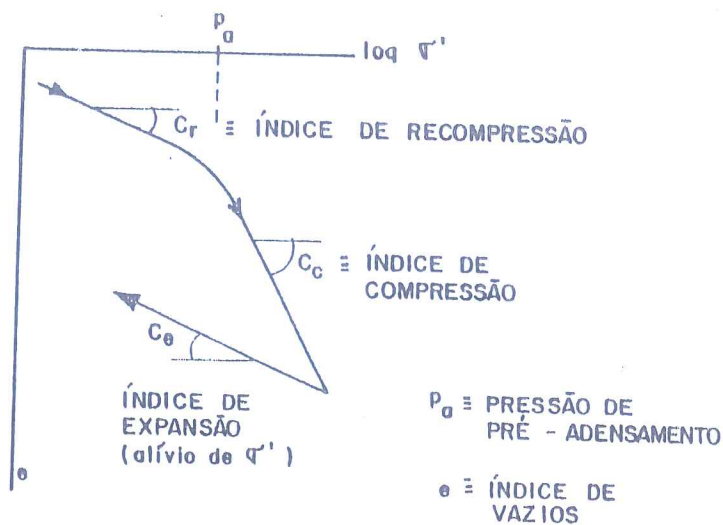
r = 0,65 X 1,48 X 2,94 X 1,502 = 4,25 cm

c) **Recalques por adensamento**

Os recalques por adensamento podem ser obtidos por acréscimos de tensão média que o prédio aplica na cota em que estão apoiados os tubulões e não tensões que os tubulões transmitem individualmente à camada em estudo (camada profunda). Cabe salientar que o erro cometido por essa simplificação é tanto maior quanto mais superficial a camada de argila.

Será considerado o prédio da 2ª aula com dimensões 12,85 m x 18,00 m. Observe-se inicialmente que a camada D é uma camada não muito espessa de argila saturada, confinada, que pode ser considerada profunda perante o edifício em estudo, e portanto, para qual, a teoria do adensamento de Terzaghi é razoavelmente bem aplicada.

$\sigma'(-17{,}65) = \Sigma\ \gamma z = 4 \times 1{,}7 + 1{,}4 \times 2{,}0 + 6{,}1 \times 1{,}8 + 2{,}5 \times 1{,}9 + 2{,}6 \times (1{,}9-1{,}0) + 1{,}05 \times (1{,}8-1{,}0)$

$\sigma'(-17{,}65)$ = 28,51 tf/m^2, ou seja, bem inferior a p_a (argila pré-adensada)

Obtém-se então $p_{médio} = 1{,}54\ kgf/cm^2 = \Sigma P_i/(\text{área do edifício})$

No centro do edifício

Subdividir em quatro retângulos (lados a = 9 m e b = 6,43 m)

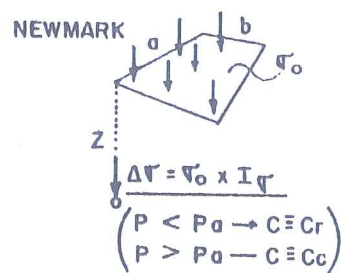
z = -11,5 - (-17,65) = 6,15 m = distância da cota de apoio ao centro da camada D

Utilizando-se os valores de Newmark:

NEWMARK

$\Delta\sigma = \sigma_o \times I_\sigma$

$P < Pa \rightarrow C \equiv Cr$

$P > Pa — C \equiv Cc$

m = a/z = 9/6,15 = 1,46; n = b/z = 6,43/6,15 = 1,05

obtém-se $I_\sigma = 0{,}195$.

$\delta\sigma = 4\, I_\sigma\, P_{med} = 4 \times 0{,}195 \times 1{,}54 = 1{,}20\ kgf/cm^2$

$\varepsilon = C_r \log (\sigma'_f / \sigma'_i) = 0{,}04 \log ((2{,}85 + 1{,}20) / 2{,}85) = 0{,}0061$

$\delta H = H\, \varepsilon / (1 + e_0) = 210 \times 0{,}0061 / (1 + 0{,}65) = 0{,}78\ cm = r_{centro}$

No canto do edifício

Um único retângulo (lados a' = 18 m e b' = 12,85 m)

A partir dos ábacos de Newmark:

$m = a'/z = 18/6,15 = 2,93$; $n = b'/z = 12,85/6,15 = 2,09$

obtém-se $I_\sigma = 0,24$.

$\delta\sigma = I_\sigma \, P_{med} = 0,24 \times 1,54 = 0,37 \text{ kgf/cm}^2$

$\delta e = C_r \log(\sigma'_f / \sigma'_i) = 0,04 \log((2,85+0,37)/2,85) = 0,0021$

$\delta H = H \, \delta e / (1 + e_0) = 210 \times 0,0021 / (1+0,65) = 0,27 \text{ cm} = r_{borda}$

3º Exercício

No roteiro usual de dimensionamento de tubulões, primeiramente assume-se um σ_{adm} nominal e admite-se que a tensão na base, σ_b, venha a ter o mesmo valor, sendo devida apenas ao peso próprio do tubulão suportado por atrito lateral.

Admitindo-se, todavia, que parte da carga total aplicada ao tubulão seja absorvida pela mobilização do atrito lateral, tem-se que σ_b será menor que σ_{adm} nominal anteriormente adotada.

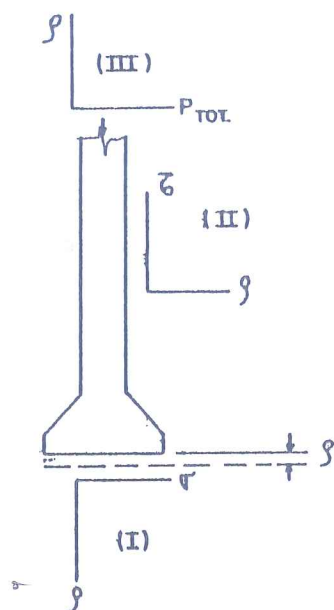
Isso pode implicar um recalque diferente do esperado e eventualmente os recalques diferenciais estimados, r_{dif}, também o serão.

É importante frisar que esse tipo de problema até hoje não recebeu a devida atenção, pela ausência de conseqüências graves, talvez devido à não muito grande extrapolação à experiência atual.

A seguir será apresentado um roteiro para pesquisar a influência do atrito lateral:

. Como ponto de partida tenta-se construir as relações: tensão em função do deslocamento do solo na base do tubulão (I) e mobilização do atrito lateral em função do deslocamento ao longo do fuste (II), respectivamente, curvas $\sigma \times r$ e $\tau \times r$.

. Assume-se um valor de σ_{adm} na base, σ_b. Calcula-se P_b (carga atuante na base): $\sigma_{adm} \times A_b = P_b$. Ainda com o valor de σ_b entra-se na curva $\sigma \times r$ (I), e acha-se o recalque r_b.

. Supõe-se o tubulão rígido (deslocamentos verticais iguais em todo o tubulão), portanto r_b igual a r_f.

. Entrando-se com o valor r_f na curva $\tau \times r$ (II) determina-se τ_f, isto é, o atrito lateral mobilizado. Determina-se P_f (parcela de carga suportada por atrito no fuste): $P_f = \tau_f \times A_f$.

. Calcula-se $P_{total} = P_b + P_f$, correspon-dente a $r = r_f = r_b$, por sua vez relativo à σ_b adotada. Com diversos valores de σ_b constrói-se então o gráfico que relaciona recalque com carga total aplicada (III), isto é, a curva $P_{total} \times r$.

. Tendo-se então, a carga aplicada ao tubulão, pelo gráfico $P_{total} \times r$ tira-se o recalque (levando-se em conta o atrito lateral desenvolvido) devido a essa carga, e otimiza-se a área da base do tubulão para a parcela do carregamento que realmente atinge essa cota.

Resolvamos o exercício segundo os passos indicados acima.

<u>Constrnção da curva tensão-deslocamento da base, $\sigma \times r$ (I)</u>

Quanto à base cabe ressaltar que a limitação dos recalques obriga a utilizar tensões muito inferiores a σ_{rupt} (que seria atingida para recalques de 10 a 20% do diâmetro da base), ou seja, trabalha-se no trecho praticamente linear da curva tensão-deslocamento (da prova de carga de placa profunda). Assim, sendo conhecido K_s, estará determinada a curva no trecho de interesse.

Na falta de resultados de provas de carga, sugere-se a seguinte correlação para as areias argilosas de São Paulo com $4 \leq N_{SPT} \leq 15$: $K_S = -24 + 9\ N_{SPT}$ (dispersão: ±40%) (Mello, 1975), K_s em $tf/m^2/cm$ de recalque de placa de 0,8m de diâmetro. Adota-se um valor médio de N_{SPT} na região do bulbo de tensões da base do tubulão (profundidade do bulbo: 1 a 2 D_b). Tal média deve ser, a rigor, ponderada; recomenda-se uma escolha criteriosa, tendo em mente que os elementos do solo mais próximos da base ficarão sujeitos a maiores tensões. Admitir-se-á, por enquanto, que o recalque da placa seja proporcional ao diâmetro. Essa hipótese só é válida para "argilas puras" sobreadensadas, não para solos genéricos ou areias, como visto na 3ª aula.

Tubulão de 370 tf apoiado na cota -11,5 m

Como visto no exercício anterior, D_b = 3,10. N_{SPT} médio na região do bulbo de tensões da base do tubulão é aproximadamente 12. Utilizando-se a correlação acima apresentada:

K_s = 84 tf/m^2/cm para placa de 0,8 m de diâmetro.

Para determinar o recalque de uma placa de 3,10 m de diâmetro:

K_s = 84 X (0,8/3,1) = 22 tf/m^2/cm para placa de 3,1 m de diâmetro.

Segundo o pré-dimensionamento nominal (σ_{adm} = 5 kgf/cm^2 = 50 tf/m^2), o recalque previsível seria:

$r_{nom} = \sigma_{nom} / K_s$, portanto, r_{nom} = 2,3 cm = 23 mm

Será este recalque real? E a tensão na base? Somente com a curva P_{total} x r será possível verificar.

Tubulão de 1200 tf apoiado na cota -11,5 m

D_b = 5,55 m; N_{SPT} médio = 12; K_s = 12; r = 42 mm

Tubulões de 370 tf e 1200 tf apoiados na cota -21,5 m

Não foi fornecido o perfil imaginário, portanto adotemos o mesmo valor de K_s para os tubulões apoiados na cota -21,5 m.

Construção da curva mobilização de atrito lateral-deslocamento, τ x r (II)

Para estimativa do atrito lateral interessam o aterro e as camadas A e B. Sabe-se (experimentalmente) que esse atrito se desenvolve ao máximo para deslocamento de 5 a 10 mm, independentemente do diâmetro do fuste. Resta, pois, conhecer esse valor máximo a fim de posicionar o pico da curva tensão-deslocamento.

Propõe-se para tanto três alternativas:

. Utilizar as envoltórias de resistência dos ensaios triaxiais.

A utilização de tais envoltórias pressupõe que a ruptura ocorra no solo e não na interface concreto-solo. Tal hipótese é aplicável a tubulões concretados diretamente contra o solo, sem revestimento, pois neste caso a

interface do concreto com o solo é rugosa e não forma superfície preferencial de ruptura. De acordo com o perfil de sondagem, é possível construir tal tipo de tubulões no subsolo apresentado na 1ª aula.

São utilizados os ensaios lentos, condição em que se maximizam os recalques.

São obtidos parâmetros de resistência médios para os centros das camadas.

Somente esse item será resolvido numericamente. Os outros são análogos.

. Tomlinson (para estacas em argilas)

Define o pico da envoltória a partir da coesão (ensaios). Deve provavelmente definir o pico do diagrama de mobilização por meio de ensaios Q (não é indicado na origem).

Coesão da argila (kgf/cm^2)	Aderência entre estaca e argila na ruptura (kgf/cm^2)
Concreto e Madeira	
0 - 0,37	0 - 0,34
0,37 - 0,75	0,34 - 0,50
0,75 - 1,47	0,50 - 0,64
Aço	
0 - 0,37	0 - 0,34
0,37 - 0,75	0,34 - 0,50
0,75 - 1,47	0,50 - 0,59

. Meyerhoff (para estacas em areias*)

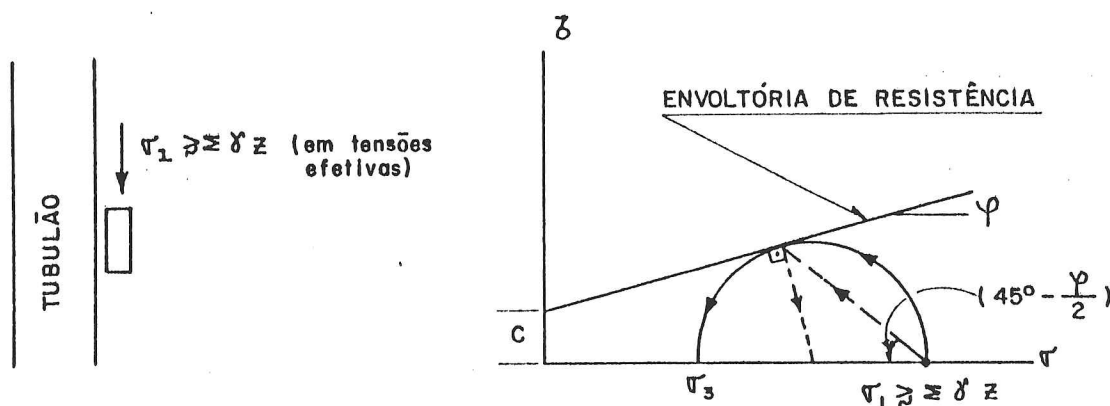
$P_{atrito,max}$ (kgf/cm^2) = 0,02 N_{SPT} < 1,0 kgf/cm^2 (estacas cravadas)

$P_{atrito,max}$ (kgf/cm^2) = 0,006 N_{SPT} < 0,4 kgf/cm^2 (estacas escavadas)

Estacas escavadas são as que mais se assemelham aos tubulões. Tem-se portanto para o valor do pico: $P_{atrito,\,max}$ < 0,4 kgf/cm^2

Será adotada a resolução pela primeira alternativa (definição da curva pela envoltória de resistência)

Sabe-se que elementos de solo contíguos ao tubulão estarão sujeitos a tensões verticais superiores às de peso de terra, devido ao atrito em elementos situados acima deles (causado pelo carregamento no tubulão e pelo atrito entre tubulão e solo).

Adota-se, pois, um valor de $\sigma_1 \geq \Sigma \gamma z$; conhecendo-se a envoltória de resistência pode-se traçar o círculo de Mohr, correspondente ao estado de tensões na ruptura, e determinar $s_{máx}$ aproximadamente como $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ (face às múltiplas imprecisões envolvidas, sobretudo na escolha de σ_1, não se justifica procurar o valor de s real, no plano de ruptura, ele pode ser substituído por $s_{máx} = (\sigma_1-\sigma_3)/2$).

Está portanto definido o pico da curva tensão-deformação, pois sabe-se que ele ocorre para deslocamentos entre 5 e 10 mm. Sabe-se ainda que solos mais densos apresentarão provavelmente picos mais acentuados, mais próximos de 5 mm, o inverso ocorrendo com solos menos densos.

Finalmente, resta conhecer o aspecto geral de curva. Quanto a isso, parece que o melhor que se pode fazer é adotar a curva tensão-deformação de material elasto-plástico. Outra alternativa é dar-lhe uma forma semelhante à da curva tensão-deformação do ensaio triaxial correspondente ao σ_1 (final) adotado.

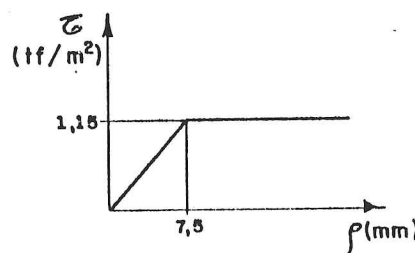
Dessa forma podem-se traçar as curvas tensão de cisalhamento x recalque (deslocamento) médias para as camadas em questão:

Aterro

$\sigma_1 \geq \Sigma \gamma z = 2 \times 1{,}7 = 3{,}4 \text{ tf/m}^2$

$\sigma'_1/\sigma'_3 = tg^2 (45 + \phi'/2)$

Adotando-se $\phi' = 30°$, $\sigma'_3 = 1{,}1 \text{ tf/m}^2$

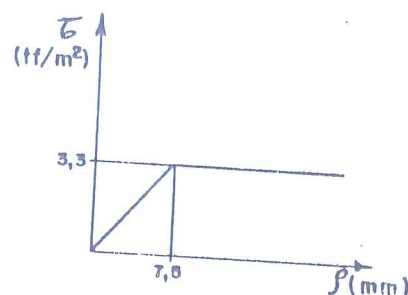
$s_{máx} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 = 1{,}15 \text{ tf/m}^2$

$r_{pico} = 7{,}5$ mm

Camada A

$\sigma_1 \geq \Sigma \gamma z = 4 \times 1{,}7 + 0{,}7 \times 2 = 8{,}2\ tf/m^2$

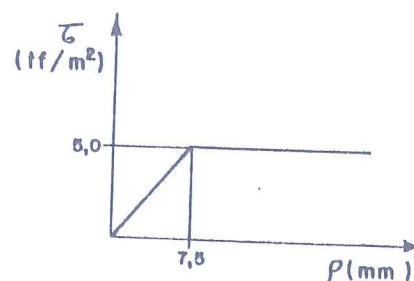
$\varnothing' = 43^o$ (obtido por correlação na 1ª aula)

Portanto, $\sigma'_3 = 1{,}6\ tf/m^2$ e $s_{máx} = 3{,}3\ tf/m^2$

$r_{pico} = 7{,}5$ mm

Camada B

$c_u = 0{,}5\ kgf/cm^2 = 5\ tf/m^2$ (obtido por correlação na 1ª aula)

$r_{pico} = 7{,}5$ mm

Conhecidas as curvas tensão-deformação da base e de atrito lateral, pode-se prever o comportamento tensão-deformação (carga-recalque) real do tubulão. Em conseqüência pode-se conhecer σ_b real e r de um tubulão projetado para $\sigma_{nom} = 5$ Kgf/cm^2.

<u>Cálculo de P_b e r_b a partir de um valor inicial adotado para σ_b</u>

Supõe-se inicialmente $\sigma_b = 1{,}0\ kgf/cm^2 = 10\ tf/m^2$. Do exercício 2, para o tubulão de 370 tf apoiado na cota -11,5 m, sabe-se que $A_b = 7{,}4\ m^2$; logo, $P_b = 74$ tf.

Com σ_b calcula-se também r_b:

$r_b = \sigma_b / K_s = 10 / 22 = 0{,}45$ cm $= 4{,}5$ mm

<u>Cálculo de P_f</u>

Supõe-se que o tubulão seja suficientemente rígido para que o recalque seja uniforme ao longo de todo o fuste, isto é, $r_b = r_f$.

Por meio das curvas tensão mobilizada-deslocamento obtidas, com $r = 4{,}5$ mm:

Aterro: $\tau_a = 0{,}7\ tf/m^2$
Camada A: $\tau_A = 2{,}0\ tf/m^2$
Camada B: $\tau_B = 3{,}0\ tf/m^2$

$P = \pi D_f \tau l_f$
$l_{fa} = 4{,}0\ m$; $l_{fA} = 1{,}4\ m$; $l_{fB} = (6{,}1 - 2{,}1) = 4{,}0\ m$
$P_a = 8\ tf$
$P_A = 8\ tf$
$P_B = 34\ tf$

Cálculo de P_{tot}

Somando-se as cargas absorvidas pela base e por atrito obtém-se a carga no tubulão e portanto em um ponto da curva $P_{tot} \times r$ (III):

$P_{tot} = 74 + 8 + 8 + 34 = 124\ tf$ para $r = 4{,}5\ mm$

Construção da curva $P_{tot} \times r$

Repetem-se os itens c a e para outros valores de σ_b e traça-se a curva $P_{total} \times r$ (III), apresentada a seguir.-

Entrando-se nesta curva com $P = 370\ tf$ obtém-se o recalque e portanto o comportamento real do tubulão (σ_b etc.).

Repetem-se os cálculos de maneira análoga para o tubulão de 1200 tf, para o qual $A_b = 24{,}00\ m^2$, $D_f = 1{,}60\ m$, $K_s = 12\ tf/m^2/cm$ e $l_{fB} = (6{,}1 - 3{,}6) = 2{,}5\ m$.

	σ_b (kgf/cm^2)	P_b (tf)	r (mm)	P_a (tf)	P_A (tf)	P_B (tf)	P_{total} (tf)
	1,0	74	4,5	8	8	34	124
$P = 370\ tf$	2,0	148	9,1	13	13	57	231
$D_b = 3{,}10\ m$	3,0	222	13,6	13	13	57	305
$D_f = 0{,}90\ m$	4,0	296	18,2	13	13	57	379
$l_f = 9{,}4\ m$	5,0	370	22,7	13	13	57	453
	1,0	240	8,3	23	23	63	349
$P = 1200\ tf$	2,0	480	16,7	23	23	63	589
$D_b = 5{,}55\ m$	3,0	720	25,0	23	23	63	829
$D_f = 1{,}60\ m$	4,0	960	33,3	23	23	63	1069
$l_f = 7{,}9\ m$	5,0	1200	41,7	23	23	63	1309

Observe-se uma redução sensível dos recalques (e portanto das tensões em relação às nominais, sobretudo para cargas menores).

P = 370 tf:

r = 17,5 mm; P_b = 287 tf; σ_b = 287 / 7,4 = 39 tf/m^2 = 3,9 kgf/cm^2

P = 1200 tf:

r = 38,0 mm; P_b = 1091 tf; σ_b = 1091 / 24,0 = 45 tf/m^2 = 4,5 kgf/cm^2

Conclusão: recalques diferenciais considerados aceitáveis com base no dimensionamento nominal poderão não o ser devido ao comportamento real dos tubulões. Tal fato é de suma importância se considerar que diferenças de cargas de 370 tf para 1200 tf num mesmo edifício são até pequenas atualmente havendo, freqüentemente, casos mais críticos.

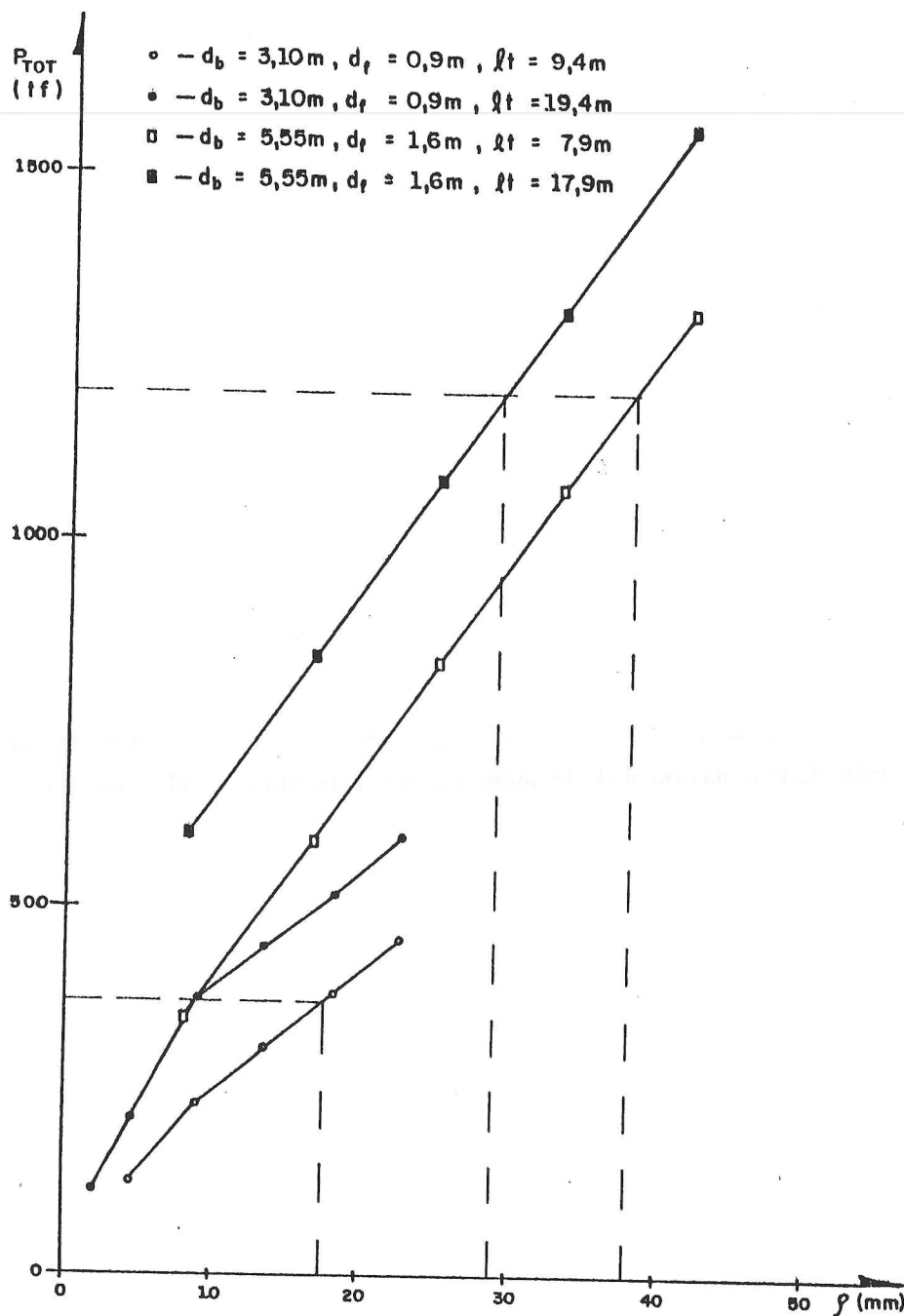
Tubulões de 370 tf e 1200 tf apoiados na cota -21,5 m

Considera-se agora um novo perfil do subsolo, hipotético, em que simplesmente a camada B tem mais 10 m de espessura, mantendo-se todas as demais características do perfil original. Pretende-se apoiar os tubulões sobre a mesma camada de areia do item anterior agora na profundidade z = -21,5 m. Portanto os fustes dos tubulões serão acrescidos de 10 m na camada B. Mantém-se a mesma tensão nominal do projeto.

	σ_b (kgf/cm^2)	P_b (tf)	r (mm)	P_a (tf)	P_A (tf)	P_B (tf)	P_{total} (tf)
	0,5	37	2,3	4	4	61	106
	1,0	74	4,5	8	8	119	209
P = 370 tf	2,0	148	9,1	13	13	198	372
D_b=3,10 m	3,0	222	13,6	13	13	198	446
D_f=0,90 m	4,0	296	18,2	13	13	198	520
l_f=19,4 m	5,0	370	22,7	13	13	198	594
	1,0	240	8,3	23	23	314	600
P = 1200 tf	2,0	480	16,7	23	23	314	840
D_b=5,55 m	3,0	720	25,0	23	23	314	1080
D_f=1,60 m	4,0	960	33,3	23	23	314	1320
l_f=17,9 m	5,0	1200	41,7	23	23	314	1560

Nessas condições observa-se que, para a mesma carga, os recalques tornam-se muitos menores com o aumento do comprimento do fuste (comparando os resultados nas cotas - 11,5 m e - 21,5 m) o que, mais uma vez demonstra ser incorreto o dimensionamento nominal, ignorando a contribuição do atrito lateral.

P = 370 tf; r = 8,5 mm; σ_b = 2,0 kgf/cm^2

P = 1200 tf; r = 29,0 mm; σ_b = 3,5 kgf/cm^2

4º Exercício

a)

A utilização das fórmulas de capacidade de carga de Terzaghi está explicada na 3ª aula, sendo que a rigor só é válida para sapatas rasas.

$\sigma_{rupt} = 1{,}3\, c\, N_c + \gamma d\, N_q + 0{,}6\, \gamma\, b\, N_\gamma$

Supõe-se que a superfície de ruptura se desenvolva acima do nível d'água (cota -14,0 m).

c' = 0 (areia); ø' = 32° (obtido por correlação na 1ª aula)

Da Figura C da 3ª aula tira-se:

$N_q = 27$; $N_\gamma = 25$

Tubulão = 370 tf

$\Sigma\ \gamma d = 20{,}58\ tf/m^2$; $\gamma = 1{,}9\ tf/m^3$; $b = 3{,}10/2 = 1{,}55\ m$

$\sigma_{rupt} = 0 + 20{,}58 \times 27 + 0{,}6 \times 1{,}9 \times 1{,}55 \times 25 = 599{,}8\ tf/m^2$

$\sigma_{adm} = \sigma_{rupt} / 3 = 59{,}9 / 3 = 20{,}0\ kgf/cm^2 >> 5\ kgf/cm^2$

Tubulão 1200 tf

$b = 5{,}55 / 2 = 2{,}78\ m$

$\sigma_{rupt} = 63{,}5\ kgf/cm^2$

$\sigma_{adm} = 21{,}2\ kgf/cm^2 >> 5\ kgf/cm^2$

b)

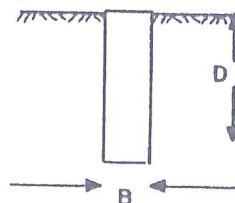
Vésic propõe as seguintes equações para a determinação de σ_{rupt} (Mello, 1975):

Areias compactas:

$\sigma_{rupt} = \Sigma\ \gamma z\ 3\ N_q$

profundidade limite: D/B = 20

N_q segundo Prandtl-Reissner

Areias médias e fofas:

$\sigma_{rupt} = \Sigma\ \gamma z\ N_q"$

profundidade limite: D/B = 10

$N_q"$ segundo Vésic

Observação: para maiores profundidades não há acréscimo das tensões limites de ruptura.

Os valores de N_q e $N_q"$ são tabelados em função de ø (Mello, 1975). Para ø = 32^o, $N_q"$ = 13.

Para o tubulão de 370 tf, B = 3,10 m e D = 31,0 m. Para o tubulão de 1200 tf, B = 5,55 m e D = 55,5 m. Portanto, para ambos, há crescimento da tensão de ruptura com z até a profundidade de -11,5 m.

$\sigma_{rupt} = 20{,}58 \times 13 = 268\ tf/m^2$

$\sigma_{adm} = 8{,}9\ kgf/cm^2 > 5\ kgf/cm^2$

Esse exercício tem por finalidade mostrar a diferença que existe entre as tensões admissíveis calculadas por recalque e aquelas estimadas a partir da ruptura do solo.

Comparando-se os resultados obtidos para σ_{adm}, calculando-se por recalque (2º exercício) e por ruptura (4º exercício) observa-se a grande diferença entre os dois. Como na grande maioria dos casos, a verificação dos recalques indica uma tensão admissível menor do que por ruptura (recalque é geralmente o fator condicionante para o dimensionamento de tubulões).

Outro modo de quantificar σ_{adm} de placa profunda é como sendo a de placa superficial (imaginando que o material de apoio estivesse à superfície) e adicionando parcela de acréscimo com a profundidade.

Indicam-se abaixo duas sugestões:

. Código de Boston (1960)

$\sigma_{Df} = \sigma_0 (1 + 0{,}16 . D_f) < 2\ \sigma_0$

$\sigma_0 = \sigma_{adm}$ para placa superficial

$\sigma_{Df} = \sigma_{adm}$ para profundidade D_f (em metros)

. Norma Brasileira (NB-6122/86) para solos de classe 4 a 8

$\sigma_{Df} = \sigma_{tabela} (1 + 0{,}4\ (D_f - 1)) < 2\ \sigma_{tabela}$, D_f em metros

5º Exercício

a) Terzaghi (1943)

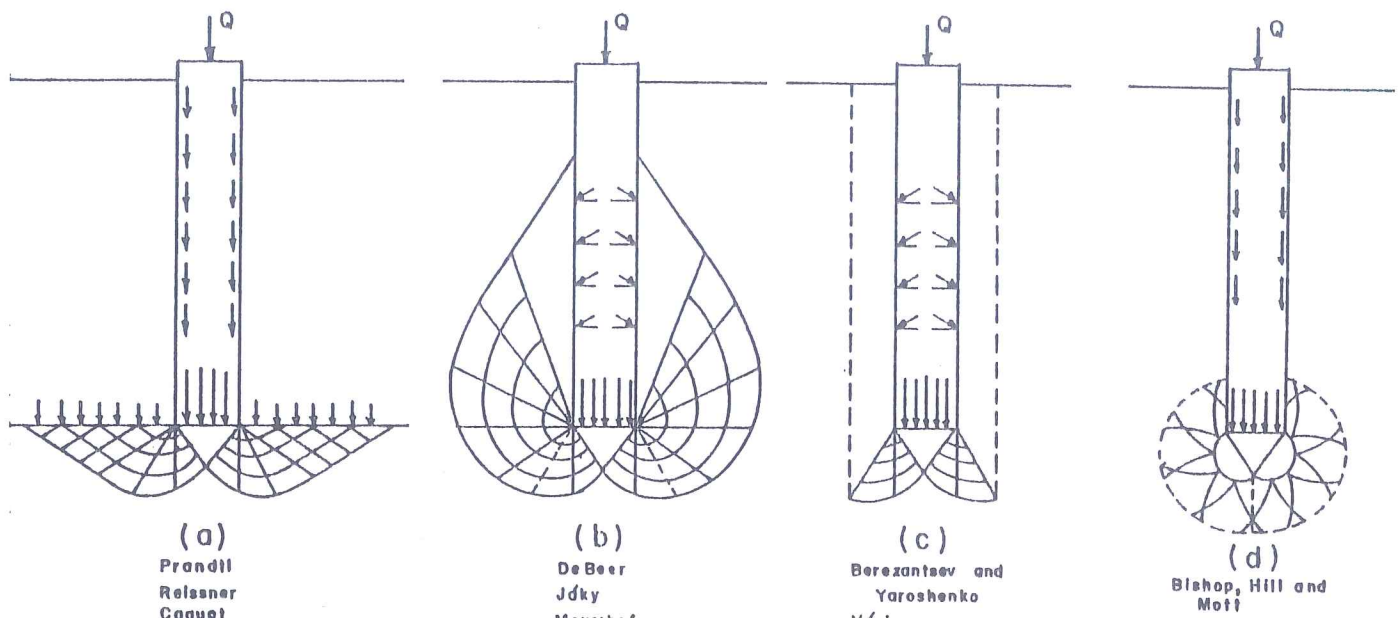
Para a idealização de sua teoria sobre capacidade de carga, Terzaghi apoiou-se na teoria de Prandtl sobre punção em metais. Supondo que a ruptura ocorra segundo o esquema a seguir, Terzaghi chega a valores de capacidade de carga que são obtidos por parâmetros N_c, N_q, N_γ, função de ø' (ver 3ª aula prática, fórmulas gerais de Terzaghi).

b) Meyerhoff (1951)

Meyerhoff apoiado na análise de Terzaghi sobre capacidade de carga, e supondo que as superfícies de ruptura se desenvolvam acima da cota de apoio da placa, propõe para o cálculo de σ_{rupt}, relações análogas às de Terzaghi onde os fatores de capacidade de carga (N_c, N_q, N_γ) dependem não só de ø' mas também da relação entre a profundidade e largura de base e sua rugosidade.

Diferença importante a ser assinalada é que Meyerhoff leva em consideração a resistência ao cisalhamento acima da cota de apoio da fundação enquanto Terzaghi indica apenas efeito de sobrecarga lateral.

Cabe mostrar ainda que outros autores propõem outras formas de superfície de ruptura, para placas profundas, tais como as abaixo indicadas (Lambe, 1969).

Um bom resumo do trabalho de Meyerhoff (1951) é apresentado em Vargas (1977), do qual se recomenda leitura.

BIBILIOGRAFIA

VARGAS, M. (1977). "Introdução à Mecânica dos Solos". Editado pela USP e McGraw-Hill do Brasil, São Paulo.

VARGAS, M. (1982). "Fundações de Edifícios". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Fundações e Elementos Estruturais Enterrados". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Deformação como Base Fundamental de Escolha da Fundação". Geotecnia, v. 12, pp. 55-75.

MEYERHOFF, G.G. (1951). "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations". Géotechnique, v. 2, Nº 4, pp. 301-332.

LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1969). "Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

5ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESTACAS

1. Pretende-se projetar as fundações do edifício cuja planta de pilares foi apresentada na 2ª Aula de Exercícios, utilizando estacas.

   a) Escolher as estacas mais convenientes para o prédio, com relação ao perfil 4, anexo (tipo, carga, dimensões).

   b) Prever o comprimento das estacas em nível de anteprojeto.

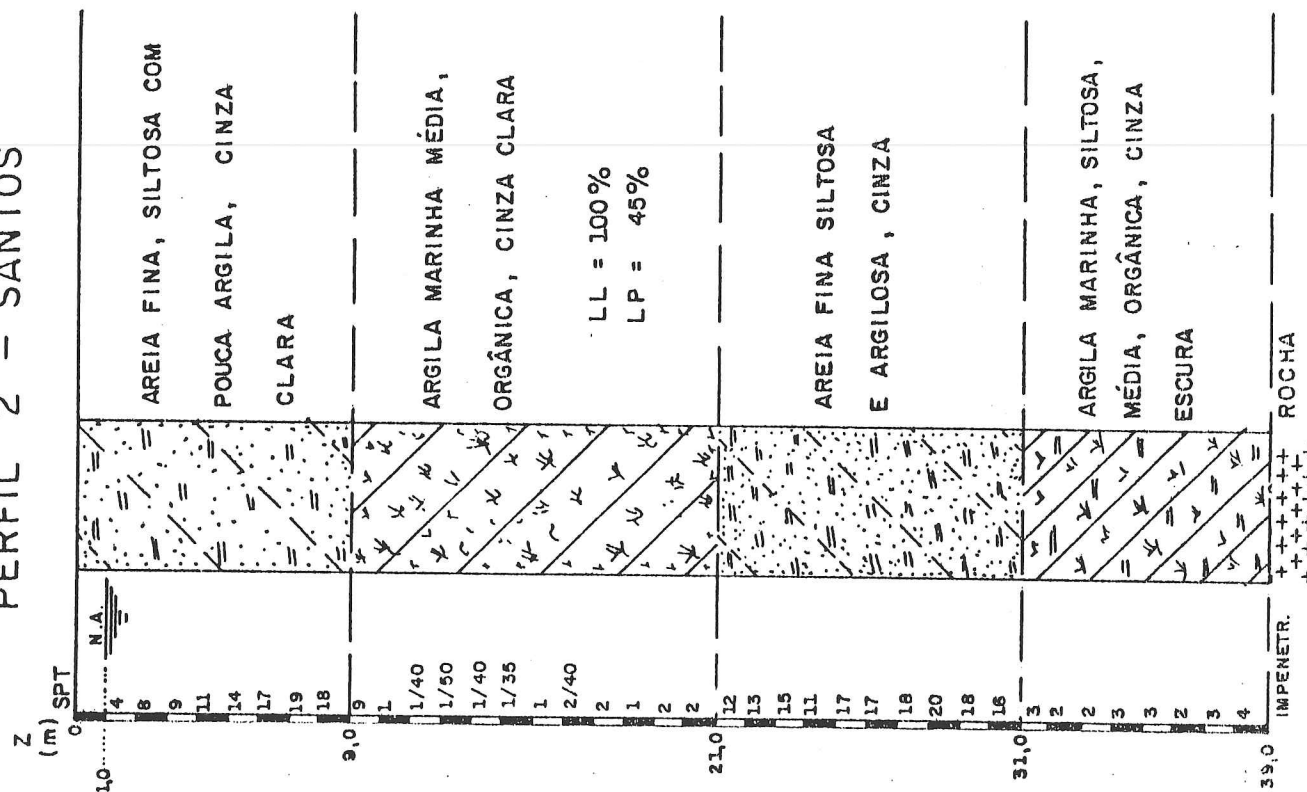
   c) Idem utilizando o Método de Aoki e Velloso.

   d) Dimensionar a fundação em planta (projeto).

2. Discutir a escolha dos tipos mais adequados de estacas com relação aos três perfis de terreno 1, 2 e 3.

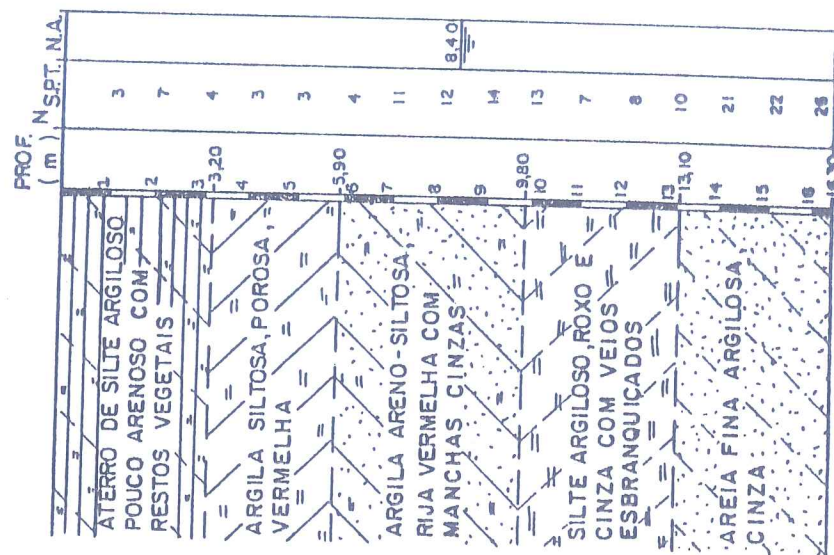
3. Para um prédio de 25 andares com dois porões, prever o comprimento de estacas tipos Franki ou metálicas para suas fundações no terreno do perfil 4.

4. Determinar a resistência à penetração e o coeficiente de segurança de estacas pré-moldadas de concreto, de bitola 20 x 20 cm e 35 x 35 cm, por meio das fórmulas dinâmicas da Engineering News e de Hiley. As estacas foram cravadas desde a cota -5,0 até -12,0, no terreno do perfil anexo, com martelo de 2,0 tf caindo de 1,0 m, até obter "nega" de 2mm/golpe. O coxim usado era de madeira, quadrado, com largura 1,5 vezes a bitola da estaca.

   Criticar o uso de fórmulas dinâmicas e citar a utilidade básica do conceito de "nega".

PERFIL "1" - SÃO PAULO
(AV. PAULISTA)
Z (m)
SPT
0
3
2
3
4,0
4
4
5
7,0
4
8,0
8
6
8
8
10
8
9
9
11
12
17,4
N.A.
ARGILA PCO. ARENOSA, POROSA, VERMELHA E MARROM
ARGILA ARENOSA FRIÁVEL, AMARELA
AREIA ARGILOSA DE GRANULOMETRIA VARIADA
PERFIL "2" - SANTOS
Z (m)
SPT
0
1,0
4
8
9
11
14
17
19
18
9,0
9
1
1/40
1/50
1/40
1/35
1
2/40
2
1
2
2
21,0
12
13
15
11
17
17
18
20
18
16
31,0
3
2
2
3
3
2
3
4
39,0
IMPENETR.
N.A.
AREIA FINA, SILTOSA COM POUCA ARGILA, CINZA CLARA
ARGILA MARINHA MÉDIA, ORGÂNICA, CINZA CLARA
LL = 100%
LP = 45%
AREIA FINA SILTOSA E ARGILOSA, CINZA
ARGILA MARINHA, SILTOSA, MÉDIA, ORGÂNICA, CINZA ESCURA
ROCHA

PERFIL "3" – CAMPINAS

PERFIL "4"

PROF. (m)
N S.P.T.
N.A.
ATERRO DE SILTE ARGILOSO
POUCO ARENOSO COM
RESTOS VEGETAIS
3,20
ARGILA SILTOSA, POROSA,
VERMELHA
5,90
ARGILA ARENO-SILTOSA,
RIJA VERMELHA COM
MANCHAS CINZAS
8,40
9,80
SILTE ARGILOSO, ROXO E
CINZA COM VEIOS
ESBRANQUIÇADOS
13,10
AREIA FINA ARGILOSA,
CINZA
16,30
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
3 7 4 3 3 4 11 12 14 13 7 8 10 21 22 25

ESTACAS DE FUNDAÇÃO

(tipos mais comuns de uso no mercado)

	Tipo	Dimensões (cm)	Carga de Trabalho (tf)	Preço (BIN /m)	d (cm)	a (cm)	c (cm)	Comprimentos Disponíveis (m)/	Vantagens	Desvantagens
	Madeira	ø de 15-30	10 a 30	-	2,5 ø	30	10 a 20	3 a 12	durabilidade abaixo do NA; resistência a esforços de cravação; preço	apodrece acima do NA; necessário emendar cabeça; necessidade de transporte; vibração na cravação
PRÉ-MOLDADAS CRAVADAS	Concreto pré-moldado (comuns)	20 X 20 25 X 25 30 X 30 35 X 35	20 30 40 50	22 26 32 40	2,5 ø	30 30 30 35	10 12 15 18	3 a 12 (emendas com luvas de justa-posição)	integridade garantida em qualquer solo (desde que cravável); preço nos locais em que há maior nº de fabricantes (concorrência)	comprimento pré-determinad[o] (emendas precárias); necessidade de transporte; vibração na cravação
	Concreto centrifugado (cilíndricas)	ø 20 ø 25 ø 30 ø 35 ø 40 ø 50 ø 60 ø 70	20 30 40 55 70 100 150 200	27 36 44 53 66 90 130 170	2,5 ø	30 30 30 35 40 50 60 70	10 12 15 18 20 25 30 35	3 a 14 (emendas com luvas soldadas permitem atingir grandes profundidades)	idem (e mais concreto de excelente qualidade); permitem atingir grandes profundidades	idem, exceto no que se refer[e] às emendas; custo mais elevado
	Concreto protendido	18 X 18 23 X 23 28 X 28 32 X 32	20 30 40 50	19 23 27 31	2,5 ø	30 30 30 30	10 12 15 18	3 a 14 (emendas com luvas de justa-posição)	idem centrifugadas (maior resistência à fissuração)	idem pré-moldadas comuns
	Aço	perfis H, duplo I, tubulares	100 MPa	5,0 por kg	var.	face a 5 cm + 1ø	15 a 30	qualquer (por sol-dagem de elementos)	integridade em qualquer solo (desde que abaixo do NA permanente); grande resistência à cra-vação; fácil emenda	preço elevado; para obter perfis adequados é necessário compor (perfis soldados); corrosão acima do NA

	Tipo	Dimensões (cm)	Carga de Trabalho (tf)	Preço (BTN /m)	d (cm)	a (cm)	c (cm)	Comprimentos Disponíveis (m)	Vantagens	Desvantagens
	Brocas	ø 20	4 a 8	-	3,0 ø	25	10	3 a 7	preço; fácil execução;	qualidade do concreto
		ø 25	6 a 10	-		25	10		comprimento variável;	duvidosa; baixas cargas;
		ø 30	8 a 12	-		30	15		não provoca vibração	comprimento limitado
		com alar-gamento	12 a 20	-		35	15			
MOLDADAS IN LOCO	Strauss	ø 20	15	15	3,0 ø	20	10	até 20 m	preço; fácil execução;	qualidade do concreto;
	(preço só	ø 25	20	17		25	12		comprimento variável;	estrangulamento e desvio de
	da mão-de-	ø 32	30	23		32	15		elimina transporte;	fuste; lavagem do concreto;
	obra, sem	ø 38	45	30		35	18		cargas variáveis;	não recomendado em argilas
	materiais)	ø 45	60	45		45	20		não provoca vibração	moles abaixo do NA
		ø 55	80	65		55	25			
	Franki	ø 35	50	necessá-	3,5 ø	60	20	5 a 20	comprimento variável;	grandes vibrações; perigo de
		ø 40	70	ria cota-		80	20	5 a 30	boa qualidade do	desvio e estrangulamento;
		ø 52	130	ção espe-		80	25	5 a 30	concreto;	levantamento e secionamento
		ø 60	170	cífica		80	30	5 a 30	grandes cargas	em argila dura
	Estacas-raiz	ø 10	10 a 14	necessá-	3 a 4 ø	20	10	até 100 m	atravessa qualquer terreno	preço; tecnologia
	(micro-	ø 12	15 a 24	ria cota-		20	10		(inclusive obstruções);	restrita a poucas empresas;
	estacas)	ø 15	25 a 35	ção espe-		25	12		cargas muito variadas;	necessidade de rigoroso
		ø 20	30 a 50	cífica		25	12		comprimentos elevados;	controle de qualidade
		ø 25	60 a 75			30	15		acesso a locais difíceis	
		ø 30	80 a 100			35	15		e de baixo pé direito	
		ø 40	110 a 140			40	15			
			(conforme a armadura)							
	Estacas	ø 60	110 a 150	necessá-	2,5 ø	100	30	até 50	grandes cargas (competem	preço; tecnologia
	escavadas	ø 80	200 a 280	ria cota-		100	40	a 80 m	com tubulões); atravessam	restrita a poucas empresas;
	mecanica-	ø 100	310 a 430	ção espe-		150	50		maioria dos solos (várias	necessidade de rigoroso
	mente	ø 120	450 a 630	cífica		150	50		alternativas de perfuração);	controle de qualidade;
	(estacões)	ø 140	610 a 850			200	50		comprimentos elevados	necessidade de transporte
		ø 160	800 a 1100			200	50			e acesso de grandes
		ø 200	1200 a 1600			250	60			equipamentos
	Estacas	compo-	4 a 6 MPa	necessá-	var.	var.	var.	até 30	grandes cargas (competem	tecnologia restrita a poucas
	barretes	sição		ria cota-				a 40 m	com tubulões e estacões);	empresas; necessidade de rigoro-
	(segmen-	de mó-		ção espe-					comprimentos elevados;	so controle de qualidade; neces-
	tos de	dulos		cífica					preço geralmente inferior	sidade de transporte e acesso
	diafragma)								a tubulões e estacões	de grandes equipamentos; não
										atravessa solos muito
										resistentes ou obstruções

SOLUÇÃO DA 5ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESTACAS

1º Exercício

a) escolha das estacas

Com base nos aspectos gerais relativos aos vários tipos de estacas (vide tabela na página anterior), verificaremos inicialmente quais os tipos adequados de estacas para o nosso caso:

. Não deveremos usar estacas de madeira porque parte delas ficariam acima do NA e portanto sujeitas a apodrecimento. Note-se que as estacas de madeira têm caído em desuso nas regiões urbanas, tendo em vista que o fator mais interessante, que era o preço, tem deixado de sê-lo (aumento crescente dos preços da madeira em geral), passando a ser alternativa viável apenas em regiões afastadas (Amazônia, por exemplo).

. Não iremos utilizar estacas metálicas, a não ser em último caso, por razões de preço. No Brasil, tendo em vista o fator preço, as estacas metálicas (perfil I, H, duplo I) não têm sido muito usadas como fundações, a não ser em casos em que se exijam algumas características especiais, por exemplo, nas pontes e viadutos da Rodovia Piaçagüera-Guarujá, onde eram necessárias estacas com comprimentos superiores a 40 m. Procura-se utilizá-las apenas quando as demais soluções não forem tecnicamente interessantes (comprimentos muito grandes, elevada resistência à flexão ou minimização da vibração na cravação).

. Brocas - cargas insuficientes e confiabilidade reduzida excluem essa possibilidade (as brocas são soluções restritas a obras pequenas e de cargas reduzidas: edificações térreas, muros, galpões etc.)

. Estacas pré-moldadas de concreto, sejam centrifugadas, de concreto armado vibrado comum ou de concreto protendido, são uma das soluções viáveis. Deveremos, no entanto, analisar se não há casas ou prédios na vizinhança que possam sofrer danos com a vibração originada na cravação (por exemplo: residências ou prédios de alvenaria portante, estruturas antigas muito próximas etc.). Também é necessário ver se as cargas (15 a 100 tf para as estacas usuais) atendem, e se os comprimentos são suficientes (note-se que apenas as estacas cilíndricas centrifugadas permitem as emendas com luvas metálicas soldadas). No caso, com cargas variáveis nos pilares de 80 tf a 280 tf a questão de cargas das estacas não é problema, pois todas atendem às cargas dos pilares; o comprimento também não (vide item 1b). Apenas o problema de vibração não pode ser eliminado e necessita-se de uma vistoria no local para análise das construções vizinhas.

. Estacas Strauss - a execução deste tipo de estaca é viável porque não há camadas de argila mole a atravessar

Strauss bem executadas em terrenos apropriados são excelentes fundações; no entanto, quando mal executadas (situação bastante comum) ou em terrenos não apropriados resultam em problemas sérios e deficiências graves.

. Estacas Franki - o tipo normal, cravado, agrava o problema da vibração (é necessário ver se isso não é problemático). Há alternativas, da própria Franki e de suas concorrentes, que atenuam o problema da vibração. No entanto, devido ao custo mais elevado, são pouco utilizadas. Perderam terreno também, nos últimos anos, devido ao aparecimento das "estacas-raiz" e dos "estacões".

Não iremos calcular todos os pilares, nem para todos os tipos possíveis de estacas. Em geral, faz-se o anteprojeto (rascunho) para alguns tipos e calcula-se o custo de cada um deles (custo das estacas + custo dos blocos), permitindo a opção pela solução de menor custo.

Os alunos poderão, caso estejam interessados, fazer esses cálculos supondo os seguintes casos:

a) Strauss ø 38 cm para 40 tf
b) Strauss ø 45 cm para 65 tf
c) pré-moldada protendida 28 x 28 cm para 40 tf
d) pré-moldada centrifugada ø 35 cm para 55 tf
e) pré-moldada centrifugada ø 30 cm para 40 tf
f) pré-moldada armada 35 x 35 cm para 50 tf

Cada um desses tipos de estacas é tecnicamente viável, faltando pois fazer o cotejo econômico. Em geral estacas tipo "Strauss" são um pouco mais baratas do que as pré-moldadas; porém, devido ao maior espaçamento, exigem blocos maiores. Em geral, é mais econômico o projeto que leva a blocos de 3 estacas nos pilares médios (no caso, estacas para mais ou menos 60 tf). O uso de estacas de diâmetros diferentes, por exemplo 2 ou até 3 diâmetros diferentes para os pilares com cargas muito diferenciadas é restrito a obras de maior porte (grande número de estacas) em que "compensa" tal solução. Cabe ressaltar que nesses casos, é obrigatória uma fiscalização rigorosa (evitar confusões). Notar que nunca se utilizam estacas de diâmetro diferente em um mesmo bloco.

b) comprimento das estacas

Para determinarmos o comprimento das estacas, devemos recorrer aos ensaios de penetração (SPT, CPT etc.), além de analisar o perfil. A determinação do comprimento é fundamental, pois uma estaca deve ter comprimento tal que sua capacidade de carga como coluna ($A \times \sigma_c$) seja igual à capacidade de carga desenvolvida pelo solo, de modo a não haver desperdício. Por exemplo, se uma estaca for curta demais, sua capacidade de carga como coluna é muito maior que a do solo e ocorrerá ruptura no solo antes de se atingir o limite de carga previsto. Ao contrário, uma estaca comprida demais permite transmitir ao terreno uma carga

Em estacas moldadas in loco a previsão do comprimento é usada para definir a execução das mesmas, enquanto nas pré-moldadas encomendam-se estacas de um determinado comprimento, que deverá ser o correto para o perfil do terreno, pois caso contrário, sobrarão "pedaços" de estacas não craváveis para fora do terreno (desperdício de material), ou então a estaca aprofundar-se-á no terreno, exigindo suplementação ou escavações e rebaixamento dos blocos (aumento dos custos e prazos, especialmente quando ocorrer água a pouca profundidade).

Mello (1975) cita um critério para estimar o comprimento das estacas a partir do SPT, o qual tem levado a comportamento satisfatório de fundações por estacas em São Paulo.

São considerados dois tipos de funcionamento:

. Estacas de atrito + ponta: quando a carga é transmitida ao terreno por atrito no fuste e também por resistência de ponta (perfil não muito heterogêneo em profundidade, com valores não muito discrepantes de SPT). Nesse caso deve-se atingir Σ SPT $\approx 1{,}5\ \sigma_c$, isto é, a somatória dos valores de SPT ao longo do fuste da estaca (de metro a metro) deve ser igual a 1,5 vezes a tensão de trabalho no concreto da estaca (em kgf/cm^2).

. Estacas de ponta: quando a carga é transmitida principalmente por ponta (perfil com camadas moles ou fofas sobre uma camada bem mais resistente, na qual é embutida a ponta da estaca). Nesse caso deve-se ter $SPT_{ponta} \approx 0{,}5\ \sigma_c$, isto é , o valor do SPT no trecho embutido no substrato firme deve ser no mínimo igual à metade de tensão de trabalho do concreto da estaca (em kgf/cm^2).

No nosso caso, estacas de atrito + ponta, teremos, para estacas Strauss ($\sigma_c = 40\ kgf/cm^2$), Σ SPT $\approx$ 60, o que ocorre (desprezando-se os primeiros 4 m, devido ao porão) na cota -11,0 m aproximadamente. Com estacas pré-moldadas ($\sigma_c = 60\ kgf/cm^2$), Σ SPT $\approx$ 90, o que ocorre na cota -14,0 m aproximadamente. Assim, deveríamos prever estacas Strauss com cerca de 7,0 m e pré-moldadas da ordem de 10,0 m.

c) Método de Aoki e Velloso

Esse método, proposto pelos autores no Congresso Pan-americano de 1975, em Buenos Aires, utiliza os dados do ensaio CPT ("Cone Penetration Test", também denominado "Deep Sounding" ou "Ensaio de Penetração Estática", EPE). Admite o seguinte:

$P_r = P_a + P_p$ onde

P_r = carga de ruptura da estaca

P_a = parcela dessa carga suportada pelo atrito lateral

P_p = parcela dessa carga suportada pela resistência de ponta.

A_p = área da seção transversal na ponta da estaca

q_c = resistência de ponta do ensaio CPT

F_1 = fator de conversão do ensaio para a estaca

$P_a = (\Sigma\, U\, \delta l_i\, f_{si}) / F_2$ onde

U = perímetro da seção transversal da estaca

δl_i = trecho, ao longo do comprimento da estaca, em que f_{si} é constante

f_{si} = resistência de atrito lateral local do ensaio CPT

F_2 = fator de conversão do ensaio para a estaca.

Os fatores F_1 e F_2 são função do tipo de estaca e seu método executivo. Os autores propõem, com base em análise de grande número de provas de carga, os seguintes valores:

	F_1	F_2
estacas de aço e pré-moldadas de concreto	1,75	3,50
estacas Franki	2,50	5,00
estacas escavadas* (inclusive Strauss)	3,50	6,0 a 7,0

* apresentado pelos autores em trabalhos posteriores

Em muitos casos só se dispõe do resultado de q_c nos ensaios mais simples de CPT. Nestes casos, é usual adotar correlações de f_s com q_c, do tipo:

$$f_s = \alpha\, q_c$$

No Brasil, infelizmente, o ensaio de CPT ainda é pouco difundido, sendo comum não se dispor dos seus resultados. Para supri-los, os autores propõem a correlação seguinte:

$$q_c = K\, N_{SPT}$$

Tanto α quanto K seriam parâmetros dependentes apenas do tipo de solo. Diversos autores se propuseram a estabelecer correlações para estes pârametros, conforme já foi visto na 1ª aula deste curso.

No presente exercício, preferiremos as correlações propostas por Aoki e Velloso (1975), por terem sido, de certa forma, incorporadas ao seu método de previsão da capacidade de carga das estacas, na medida em que foram utilizadas na retroanálise dos casos reais que estes autores realizaram.

Tipo de solo	α (kgf/cm²)	K
argila	0,060	2,0
argila siltosa	0,040	2,2
argila arenosa	0,024	3,5
silte	0,030	4,0
silte argiloso	0,034	2,3
silte arenoso	0,022	5,5
areia	0,014	10,0
areia argilosa	0,030	6,0
areia siltosa	0,020	8,0

Apresentaremos agora um cálculo demonstrativo, para um dos casos analisados por exemplo, para o caso (d), de estacas pré-moldadas centrifugadas com ø = 35 cm (carga nominal de 55 tf). Nesse caso:

$A_P = \pi\, d^2/4 = 962\ cm^2$; $U = \pi\, d = 110\ cm$

$P_P = (A_P\, q_c) / F_1 = (962\ K\ N_{SPT}) / 1{,}75$ (kgf)

$P_a = (\Sigma\ U\ \delta l_i\ f_{si}) / F_2 = (\Sigma\ 110\ \delta l_i\ K\ N_{SPT}) / 3{,}50$ (kgf)

L* (m)	cotas** (m)	solo	N_{SPT}	K (kgf/cm²)	α	P_p (tf)	P_a (tf)	P_r (tf)
1	4- 5	argila siltosa	3	2,2	0,040	3,63	0,83	4,46
2	5- 6	"	4	"	"	4,84	1,93	6,77
3	6- 7	argila arenosa	11	3,5	0,024	21,16	4,83	25,99
4	7- 8	"	12	"	"	23,09	8,00	31,09
5	8- 9	"	14	"	"	26,94	11,69	38,63
6	9-10	"	13	"	"	25,01	15,12	40,13
7	10-11	silte argiloso	7	2,3	0,034	8,85	16,84	25,69
8	11-12	"	8	"	"	10,11	18,81	28,92
9	12-13	"	10	"	"	12,64	21,27	33,91
10	13-14	areia argilosa	21	6,0	0,030	69,26	33,15	102,41
11	14-15	"	22	"	"	72,56	45,60	118,16
12	15-16	"	26	"	"	85,76	60,31	146,07

* comprimento da estaca

** admitindo o fundo dos blocos de fundação na cota 4,0 m

Adotando-se um coeficiente de segurança CS = 2,0, conforme proposto por Aoki e Velloso, a capacidade de carga necessária será P_r = 2 X 55 tf = 110 tf, o que é atingido na cota aproximada de 14,5 m, ou seja, com as estacas pré-moldadas com comprimento de 10,5 m.

Nesse caso, o resultado obtido pelo método de Aoki e Velloso praticamente coincidiu com a previsão estimativa feita com base na regra empírica de Mello. Isso não acontece necessariamente em outros casos, onde podem ocorrer discrepâncias razoáveis.

O método ora exposto, além de bastante aplicado na prática, em nosso meio, tem ainda a vantagem de permitir que se visualizem aspectos pecualiares, como por exemplo:

. notar que estacas com ponta em argila ou silte argiloso apresentam capacidade de carga bastante reduzida, com relação àquelas com ponta em areia (de N_{SPT} idênticos), o que não poderia ser constatado pela regra empírica de Mello;

. notar que valores de SPT altos, mas esporádicos, apenas apresentam influência discreta na carga por atrito, desde que a estaca ultrapasse a camada correspondente;

. notar que não se deve parar a estaca numa camada, mesmo quando já alcançada a capacidade de carga desejada, se logo abaixo ocorrer uma camada mole, ou seja, na qual a capacidade de carga apresenta redução sensível, como ocorreria, no exemplo apresentado, caso as estacas devessem trabalhar com P_{nom} = 20 tf, ou seja, P_{rupt} = 40 tf; caso em que não se poderia pará- las na cota 10,0 m, apesar de ser calculado P_r = 40,13 tf, pois, na camada inferior, de silte argiloso, ocorre uma sensível redução na capacidade de carga.

d) dimensionamento da fundação

Convém, antes de passarmos ao dimensionamento, citar alguns detalhes construtivos:

Espaçamentos

É evidente que há um espaçamento mínimo entre uma estaca e outra (<u>d</u> = distância de eixo a eixo de estacas), necessário para a própria cravação e para melhor distribuição dos bulbos de tensões (atrito e ponta). É aconselhável que esse espaçamento não seja inferior a:

2,5 ∅ para estacas pré-moldadas (2,5 b para as quadradas)

3,0 ∅ para estacas moldadas in loco (fuste acaba ficando um tanto irregular).

É necessária uma distância mínima (<u>c</u>) entre borda da estaca e borda do bloco, tendo em vista o dobramento da armadura do bloco (vide Tabela). Também a distância entre a borda da estaca e a divisa (<u>a</u>) apresenta restrições, variáveis com o tipo de bate-estacas. Note-se que a distância <u>a</u> deve ser sempre a metade do espaçamento usual entre duas estacas menos ∅/2 (para evitar proximidade maior com eventuais estacas do terreno vizinho, isto é, garantir restrições entre duas obras distintas no mínimo iguais àquelas da própria obra!). Por outro lado, para a cravação pelos equipamentos usuais, as restrições podem ser maiores (vide

Tabela). Evidentemente, a cravação de estacas em cantos de terrenos murados está sujeita a restrições muito maiores devido ao acesso dos bate-estacas.

Disposição

Blocos de uma estaca: só devem ser utilizados quando há vigas baldrame nas duas direções, que possam resistir a eventuais momentos trazidos pelo pilar ou oriundos da eventual excentricidade. (Obs.: excentricidades da ordem de 5 cm podem facilmente ocorrer nas obras durante a própria cravação!)

Analogamente, blocos de duas estacas só devem ser utilizados quando há baldrame na direção transversal.

Blocos de três estacas: a) estacas dispostas normalmente nos vértices de um triângulo eqüilátero; b) dispostas em linha quando junto à divisa, situação em que desejamos a menor excentricidade possível.

Blocos com quatro estacas: a) nos vértices de um quadrado, normalmente; b) em linha, quando junto à divisa.

Blocos com cinco estacas: a) nos vértices de um quadrado, com uma estaca no centro; b) em linhas de três e duas estacas. Evita-se, em geral, disposição em linha de cinco ou mais estacas.

Blocos com mais de seis estacas devem ser evitados como solução "média", tendo em vista que o projeto resulta anti-econômico e, além disso, o comportamento de um conjunto de número maior de estacas é diferente daquele da estaca isolada ou grupo de 2, 3, 4 estacas. É evidente que blocos com mais do que seis estacas poderão vir a ser necessários para os pilares mais carregados de um determinado prédio (mas só para estes). Já no caso de obras industriais, pontes e viadutos, são usados com certa freqüência blocos sobre grande número de estacas. Nesses casos, a não ser que as estacas estejam apoiadas em rocha ou outro extrato muito mais resistente e rígido, é necessário um cuidadoso estudo da distribuição das cargas entre as estacas e dos recalques (vide aulas futuras).

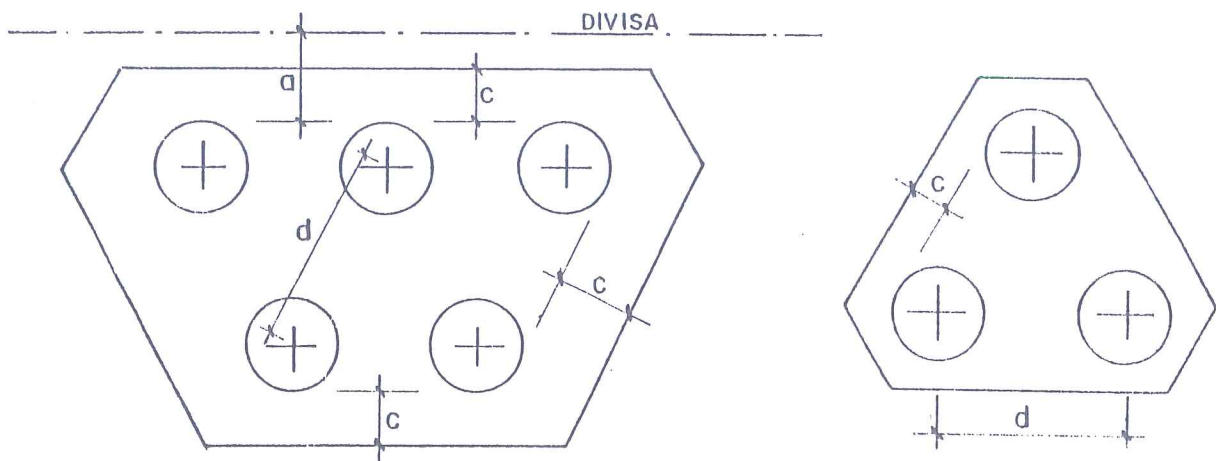
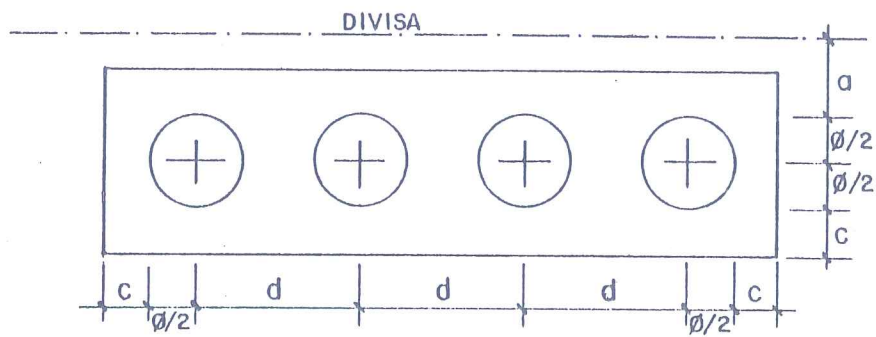
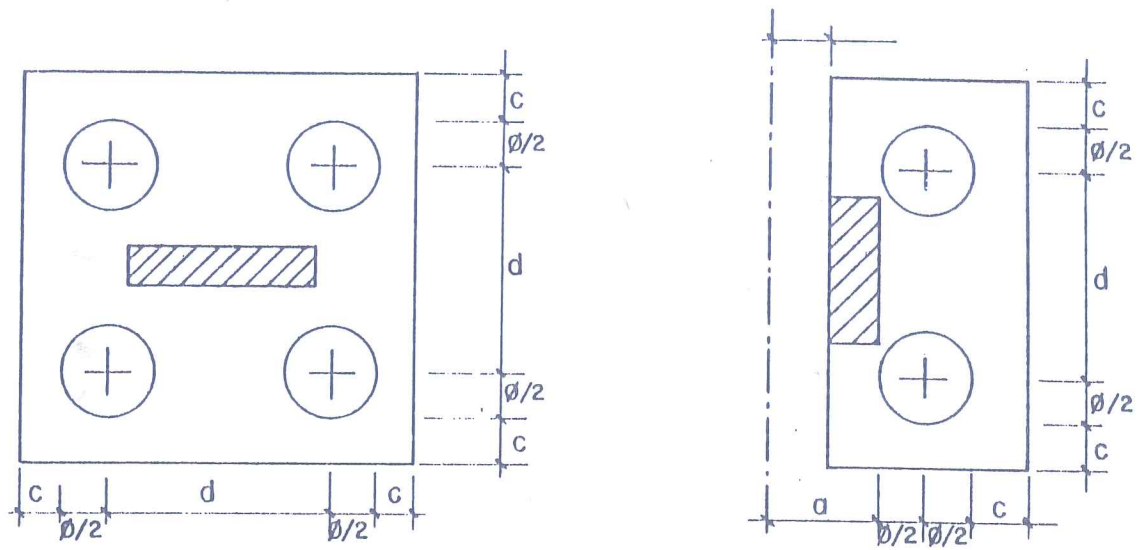
Observe-se que o número médio ideal de estacas por bloco é aproximadamente três (otimização econômica).

Outros

Associação de pilares é rara (blocos sobre estacas em geral são bastante compactos); ocorre, por exemplo, em pilares de elevador.

Alavancas: sempre que há bloco de divisa; nesse caso, a excentricidade é conhecida a priori (quando as estacas estão numa única linha, isto é, até quatro estacas).

quebra de quinas.

Pilares de canto: restrições de espaçamento de ambas as divisas.

Projeto Geométrico

Calculemos alguns blocos (com relação às 6 soluções citadas no item 1a).

. P_4 (isolado, sem alavancas), carga 182 tf

a) 5 estacas d) 4 estacas
b) 3 estacas e) 5 estacas
c) 5 estacas f) 4 estacas

. P_{12} (isolado, sem alavancas), carga 151 tf

a) 4 estacas d) 3 estacas
b) 3 estacas e) 4 estacas
c) 4 estacas f) 4 estacas

. P_5 (isolado, sem alavancas), carga 80 tf

a) 2 estacas d) 2 estacas
b) 2 estacas e) 2 estacas
c) 2 estacas f) 2 estacas

. P_6 (isolado, sem alavancas), carga 280 tf

a) 7 estacas d) 6 estacas
b) 5 estacas e) 7 estacas
c) 7 estacas f) 6 estacas

. $P_9 + P_{10}$ (conveniente associar, pois estão muito próximos; assim evita-se alavanca), carga 243 tf

a) 7 estacas d) 5 estacas
b) 4 estacas c) 7 estacas
c) 7 estacas f) 5 estacas

. P_{27} e P_{17} (alavancados), 84 tf e 127 tf

a) 3 estacas Strauss ø 38 cm para 40 tf em linha junto à divisa para o pilar P_{27}:

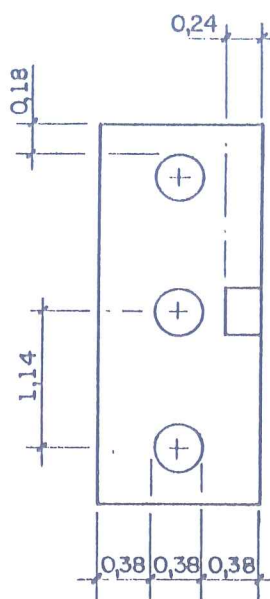
$c = 18$ cm; $a = 38$ cm;

$b_0/2 = 12$ cm; $d = 3\,ø$

$e = 38 + 38/2 - 12 = 45$ cm;

$R_1 = P_1 l / (l-e) = 84 X 333 / (333 - 45)$

$R_1 = 97$ tf < 3 X 40 = 120 tf

$R_2 = P_2 - \delta P/2 = 127 - 6,5 = 120,5$ tf, ou seja, 3 estacas de 40 tf para o P_{17}.

Nesse caso, em que há grande folga de carga no pilar de divisa (P_{27}), poderá ser mais interessante usar o bloco de 3 estacas convencional (triangular) mais compacto neste pilar.

. P_{16} + P_{26} (alavancados), 145 tf e 114 tf

c) 3 estacas pré-moldadas protendidas 28 x 28 cm de 40 tf em linha junto à divisa

$c = 15$; $a = 30$; $b_0/2 = 11$; $e = 30 + 28/2 - 11 = 33$ cm

$l = 345 - 11 = 334$ cm

$R_1 = P_1 X l / (l-e) = 126,5$ tf > 3 X 40 tf = 120 tf

logo não poderemos utilizar 3 estacas. Utilizaremos 4 estacas em linha. A excentridade não se altera, de modo que:

$P = 12,5$ tf; $R_2 = 145 - 12,5/2 = 138,75$

portanto, adotam-se 4 estacas.

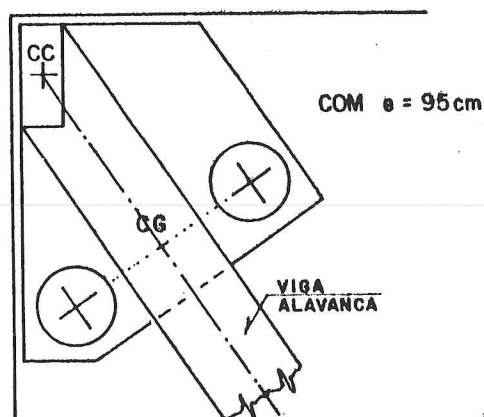
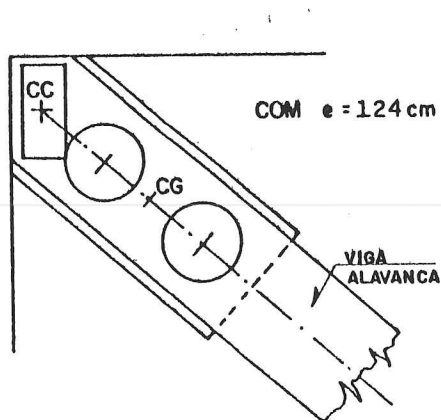
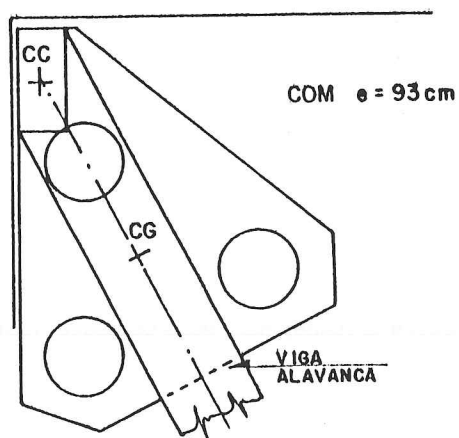
. P_{22} e P_{19}, 85 tf e 165 tf

Observe-se que se trata, no caso do P_{22}, do pilar de canto junto a duas divisas. Temos a dupla restrição de distâncias. Vejamos as possíveis soluções para o caso d.

d) estacas ø 35 cm pré-moldadas centrifugadas para 55 tf.

$d = 2,5$ ø; $a = 35$ cm; $c = 18$ cm

$R_1 = P_1 X l / (l-e)$

$R_1 = 140$ tf > 2 X 55 tf = 110 tf

Logo precisamos redimensionar o bloco para três estacas, de modo a obter:

com e = 93 cm, $R_1' = P_1 X l / (l-e) = 120$ tf; P = 35 tf

$R_2 = P_2 - \delta P/2 = 147{,}5$ tf; 3 estacas de Ø 35 de 55 tf

Todos os demais casos serão semelhantes a estes já vistos e por isto omitimos sua apresentação e cálculo.

Quanto ao dimensionamento e cálculo de armaduras dos blocos omitiremos este assunto, tendo em vista tratar de assunto da Disciplina de Concreto.

2º Exercício

Como já foi visto no 1º exercício, para o nosso prédio não usaremos brocas (carga insuficiente) nem estacas metálicas (preço muito alto); estacas Franki (preço alto e muita vibração), só se os outros tipos não forem viáveis, assim como estacas escavadas (estacões e barretes).

a) Perfil nº 1 (Espigão central da Av. Paulista)

Estacas de madeira acima do NA apodrecem, portanto não serão utilizadas. Estacas pré-moldadas de concreto ou Strauss são igualmente viáveis. Tamanhos já foram discutidos no 1º exercício. Comprimentos: Strauss com cerca de 7 m (cota -4,0 a -11,0 m), e pré-moldadas com cerca de 9 m (cota -4,0 a -13 m).

b) Perfil nº 2 (Santos)

Já vimos na 2ª aula que a melhor solução é por sapatas diretas ou então (muitíssimo mais caro) por estacas metálicas até a rocha para evitar recalques. Há uma alternativa de estacas até a 2ª camada de areia com pré-furação na camada superior. Só seriam viáveis estacas pré-moldadas de concreto (Strauss e Franki poderiam ter estrangulados os fustes na argila marinha e Strauss seria inviável com a ponta na areia muito abaixo do NA), mas, em princípio, não é uma solução interessante.

c) Perfil nº 3 (Campinas)

Estacas pré-moldadas ou tipo Strauss, com respectivamente 6 e 5 m de comprimento (da cota -4,0 até -10,0 ou -9,0 m respectivamente).

Observação: É de esperar que algumas estacas fiquem com comprimentos cravados diferentes devido à heterogeneidade do solo (típica em solos residuais). Necessário cuidado na cravação para não quebrar as estacas quando encontrar bolsões de material mais resistente. Lembrar que, no caso de ocorrência de matacões, as estacas pré-moldadas devem ser evitadas devido ao grande risco de quebras durante a cravação.

3º Exercício

Este prédio deverá ter pilares médios com cerca de 500 tf e portanto seriam convenientes estacas tipo Franki de 60 cm de diâmetro (170 tf cada). Com σ_c = 60 kgf/cm^2 deveremos ter Σ SPT $\approx$ 90, o que é obtido a partir da cota -8,0 m (dois porões) com 7 m de comprimento isto é, até a cota -15,0 m. Nota-se que a sondagem disponível é curta; devem ser obtidas informações complementando esta sondagem em mais 2 ou 3 m, no mínimo.

Observe-se que o critério de SPT não é válido para estacas de aço (σ = 1000 kgf/cm^2). Num caso como este, se fossem utilizadas estacas metálicas, provavelmente seriam cravadas inicialmente duas ou três estacas de prova, para estimativa mais exata do comprimento. Além disso, seja com estacas metálicas ou estacas Franki,

o seu desempenho. O custo de uma prova de carga desse tipo seria perfeitamente absorvível pelo custo total das fundações e resultaria em conhecimento valioso, além de maior garantia da segurança da fundação.

4º Exercício

As fórmulas dinâmicas de cravação são inúmeras; Smith (1960) reportou que somente os editores da revista Engineering News Record tinham em seus arquivos, naquela data, quatrocentos e cinqüenta fórmulas dinâmicas. Limitar-nos-emos à apresentação de duas fórmulas:

a) Engineering News

Originalmente concebida para estacas da madeira para até cerca de 20 tf. Foi largamente utilizada nos Estados Unidos. Há atualmente uma tendência para mudar o coeficiente empírico de forma a adaptá-la a quaisquer condições. Distinção para dois tipos de cravação:

$$R_d = \frac{12\,e\,W\,H}{s + 1{,}0}$$ .... martelo de queda livre

$$R_d = \frac{12\,e\,E}{s + 0{,}1}$$ .... martelo de simples e dupla ação

R_d = resistência dinâmica, em lbs (1 lb = 0,4536 kgf)

e = eficiência do martelo. A eficiência varia com o tipo e o estado do equipamento de cravação, via de regra varia entre 80 e 100%. Para martelo de queda livre acionado por cabo de aço (ou corda) e guincho, caso mais usual no Brasil, é recomendável adotar-se 80%.

W = peso do martelo, em lbs

H = altura de queda do martelo, em pés (1 pé = 30,48 cm)

s = "nega", em pol/golpe (1 pol = 2,54 cm)

E = energia indicada pelo fabricante do martelo em lbs/pés

Obviamente essa fórmula é conceituadamente criticável na medida em que procura incorporar todos os fatores intervenientes em um único coeficiente (2ª parcela do denominador). É, todavia, de fácil manejo.

b) Fórmula de Hiley

Procura desdobrar todos os fatores intervenientes. Dois casos principais:

martelo de queda livre ou simples efeito

$$R_d = \frac{e\,W\,H}{s + 0{,}5\,(c_1 + c_2 + c_3)} \left(\frac{W + e^2\,W\,e}{W + W\,e}\right)$$

martelo de duplo efeito

$$R_d = \frac{12\,e\,E}{s + 0{,}5\,(c_1 + c_2 + c_3)} \left(\frac{W + e^2\,W\,e}{W + W\,e}\right)$$

e = coeficiente de restrição. Depende das características e condições do coxim e estaca. Valores típicos: 0,40 para martelo atingindo diretamente estaca pré-moldada de concreto, 0,32 para martelo atingindo coxim de madeira com placa de aço na parte superior, 0,25 para martelo atingindo coxim de madeira em boas condições, 0 para coxim de madeira e/ou cabeça da estaca em más condições.

c_1, c_2, c_3 = parâmetros empíricos para levar em consideração compressão temporária ("elástica") das cabeças de estaca + coxim, estaca e solo, respectivamente. Esses parâmetros são empíricos em função de quatro condições de cravação: cravação suave (easy driving), cravação média (medium driving), cravação pesada (hard driving), cravação muito pesada (very hard driving). Nas tabelas a seguir reproduzidas de Poulos e Davis (1980) são fornecidos alguns valores típicos:

c_1 (cabeça da estaca e/ou coxim)

Material da estaca e/ou coxim	Cravação*			
	Suave $p_1 = 500$	Média $p_1 = 1000$	Pesada $p_1 = 1500$	Muito pesada $p_1 = 2000$
cabeça de estaca de madeira	0,05	0,10	0,15	0,20
coxim de madeira + cabeça de estaca pré-moldada de concreto	0,12	0,25	0,37	0,50
estacas de aço com coxim de madeira, coberto por revestimento de placas de aço	0,04	0,08	0,12	0,16
cabeça da estaca de aço	0	0	0	0

* $p_1 = R_d /$ área da cabeça da estaca ou coxim, em $lb/pol^2/pol$

c_2 (compressão temporária da estaca)

Tipo de Estaca	Cravação** Suave	Média	Pesada	Muito pesada
	$p_2=500$	$p_2=1000$	$p_2=1500$	$p_2=2000$
	$p_2=4500$	$p_2=15000$	$p_2=22500$	$p_2=30000$
madeira	0,004 L	0,008 L	0,012 L	0,016 L
pré-moldada	0,002 L	0,004 L	0,006 L	0,008 L

** 1º número válido para estacas de madeira ou concreto, 2º número válido para estacas de aço

L = comprimento em pés da cabeça da estaca até o centro de resistência à cravação. Para determiná-lo devemos ter o diagrama de cravação da estaca, mas por simplicidade pode-se adotá-lo em primeira aproximação como o centro do trecho já cravado.

$p_2 = R_d$ / área da seção média da estaca, em lb/pol^2

c_3 (compressão temporária do solo)

Tipo de Estaca	Cravação*** Suave	Média	Pesada	Muito pesada
	$p_3=500$	$p_3=1000$	$p_3=1500$	$p_3=2000$
para estacas de seção tranversal constante	0 a 0,10	0,10	0,10	0,10

*** $p_3 = R_d$ / área da ponta da estaca, em lb/pol^2

R_d deve ser pois pré-estimado e a seguir confirmado pelo cálculo.

Aplicando-se a fórmula da Engineering News:

Unidades britânicas:

1 tf = 2 200 lb

1 pé = 30 cm

1 pol = 2,54 cm

$$R_d = \frac{12 \times 0{,}8 \times 2 \times 2200 \times 1 \times 3{,}33}{0{,}2 \times (1/2{,}54) + 1} = 131\ 000 \text{ lb} = 60 \text{ tf}$$

Coeficiente de segurança admitindo-se uma carga de trabalho usualmente utilizada para estas estacas:

estaca de 20 x 20: F = 60 tf / 20 tf = 3

Conclusão: de acordo com recomendações da Norma Brasileira, deveríamos aumentar o valor da nega da estaca de 20 x 20 e diminuí-la para a estaca de 35 x 35 (ou aumentar a energia de cravação neste caso).

Aplicando-se a fórmula de Hiley:

e = 0,8; W = 4 400 lb; H = 3,33 pés; s = 0,079 pol/golpe

W_c : estaca de 20 x 20 = 670 Kg = 1 480 lb

estaca de 35 x 35 = 2 060 Kg = 4 530 lb

Estaca de 20 x 20

Admitindo-se a priori R_d = 40 tf:

coxim de 30 x 30 = 11,8 x 11,8 pol

$p_1 = (40 \times 2200) / (11,8 \times 11,8) = 632\ lb/pol^2$ ..... cravação suave

$p_2 = (40 \times 2200) / (7,88 \times 7,88) = 1417\ lb/pol$ ..... cravação pesada

$p_2 = p_3$

Das tabelas temos:

$c_1 = 0,12;\ L = 700 \times (2/3) / 30 = 15,56$

$c_2 = 0,006\ L = 0,093;\ c_3 = 0,10$

Logo:

$$R_d = \frac{0,80 \times 4400 \times 3,33}{0,079 + 0,5\,(0,12 + 0,093 + 0,10)} \times \frac{4400 + 0,25^2 \times 1480}{4400 + 1480}$$

R_d = 38000 lb = 17 tf

devemos, pois, recalcular com R_d = 17 tf. Vê-se porém que o único coeficiente a ser alterado é o de c_2 onde passamos para cravação suave.

Recalculando para as novas condições resulta:

R_d = 44000 lb = 20 tf

Estaca de 35 x 35

Para uma carga de até, digamos R_d = 30 tf resulta cravação suave para c_1, c_2, c_3. Resulta:

$c_1 = 0,12;\ L = 700 \times (2/3) / 30 = 15,56$

$c_2 = 0,002\ L = 0,031$

tomando-se c_3 = 0,05 no intervalo 0-0,10 vem:

$$R_d = \frac{0,80 \times 4400 \times 3,33}{0,079 + 0,5\,(0,12 + 0,031 + 0,05)} \times \frac{4400 + 0,25^2 \times 4530}{4400 + 4530}$$

R_d = 16 tf

Para o cálculo do coeficiente de segurança resulta pois:

estacas 20 x 20: F = 17 tf / 20 tf = 0,85

Conclusões

. Considerável discrepância entre as duas fórmulas; valores menores pela aplicação de fórmula de Hiley.

. Fórmula de Hiley indica que é em geral mais eficiente aumentar a energia de cravação que reduzir a nega.

Conclusões gerais

. As fórmulas dinâmicas dão considerável discrepância. Servem no entanto para mostrar que fatores influem na maior ou menor resistência dinâmica à cravação. A aplicação das mesmas deve ser devidamente apreciada e adaptada segundo experiência local.

. Não há nenhum sentido em se falar em nega de cravação sem que seja devidamente considerada a energia de cravação. Ambas têm que ser indissoluvelmente associadas.

. Condições do equipamento, do coxim e da cabeça da estaca são fundamentais. Importantíssimo verificar em obra o peso do martelo e garantir que o operador do bate-estaca permita que o peso caia livremente e da altura correta.

. Peso de estaca é fundamental na escolha do peso do martelo. Recomenda-se, para melhor rendimento, que o peso do martelo seja no mínimo igual ao peso da estaca. Neste caso a altura de queda usada em geral é de 1 m.

. À primeira vista e pela apreciação das fórmulas dinâmicas tem-se a tendência de empregar elevada energia de cravação. Lembrar, porém, que o emprego de energia excessiva pode danificar a estaca (concreto ou madeira).

. Tendo em vista a heterogeneidade dos solos e de suas características, utiliza-se a nega como critério para uniformização de uma estacaria (não obstante as inúmeras imprecisões e desvios das fórmulas dinâmicas). Para essa aplicação, a nega é de grande utilidade. Infere-se daí que estacas com negas semelhantes, para um mesmo subsolo, tendem a ter o mesmo comportamento estático. Isto pode não ocorrer em alguns casos.

BIBLIOGRAFIA

AOKI, N. E VELLOSO D. (1975). "An Aproximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles". 5º CPMSEF, Anais, v. 1, pp. 367-376, Buenos Aires.

DE MELLO, V. F. B (1975). "Fundações e Elementos Estruturais Enterradas". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

POULOS H. G. E DAVIS, E. H. (1980). "Pile Foundations, Analysis and Design". Editado por John Wiley & Sons, New York.

VARGAS, M. (1982). "Fundações de Edifícios". Apostila de apoio às aulas, Grêmio Politécnico, EPUSP, 294 p..

SMITH, E. A. L. (1960). "Pile Driving Analysis by the Wave Equation". ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, v. 86, SM-8.

6ª AULA DE EXERCÍCIOS

GRUPOS DE ESTACAS: RECALQUES, DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS, RADIER ESTAQUEADO

1. No projeto da fundação de um edifício, para um pilar típico com carga de trabalho de 182 tf, estão sendo consideradas as seguintes alternativas:

   a) 4 estacas pré-moldadas (35 x 35 cm), com carga de trabalho de 50 tf;

   b) 5 estacas pré-moldadas (30 x 30 cm), com carga de trabalho de 40 tf;

   c) 6 estacas pré-moldadas (25 x 25 cm), com carga de trabalho de 32 tf.

   Pede-se calcular os recalques do pilar para as três alternativas acima, e compará-los. Para a alternativa b pede-se também a distribuição de cargas, supondo bloco rígido e espaçamento mínimo entre as estacas de 2,5 ∅. Admita para efeito dessas estimativas que o subsolo é constituído de argila média, que o comprimento das estacas é de 7,5 m, e que o substrato rígido se encontra a mais de 25 m de profundidade.

   Como dado de projeto, sabe-se que uma prova de carga realizada em uma estaca isolada de 35 cm apresentou comportamento linear, com recalque de 1 cm correspondendo a uma carga de 60 tf.

2. Refazer as estimativas de recalques do pilar, para as seguintes situações:

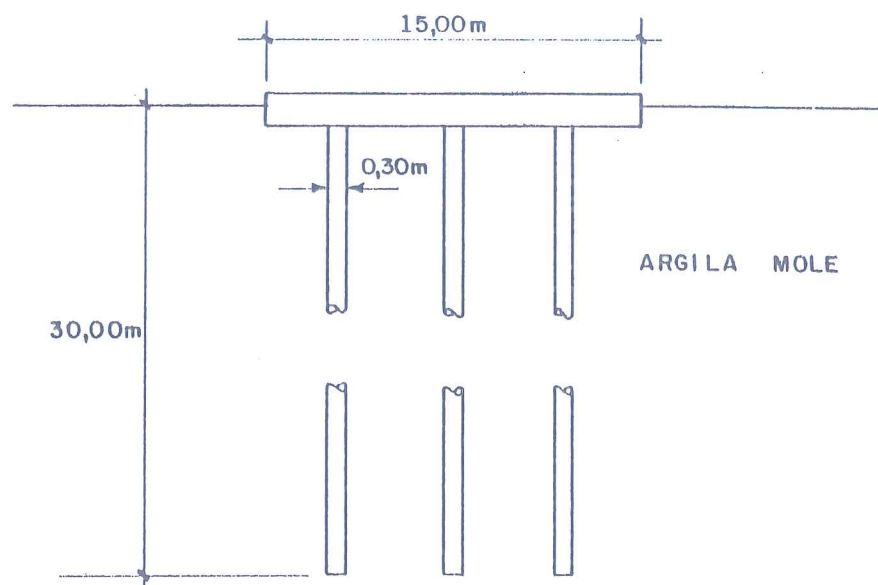
   a) blocos de 4 estacas (35 x 35 cm), espaçadas de 3,5 ∅;

   b) idem, aumentando o espaçamento para 5,0 ∅;

   c) refazer a estimativa de recalques para 4 estacas de 35 x 35 cm, supondo que na área do edifício exista um substrato rochoso a 12 m de profundidade;

   d) discutir a influência do espaçamento entre estacas e do substrato rochoso nos recalques estimados.

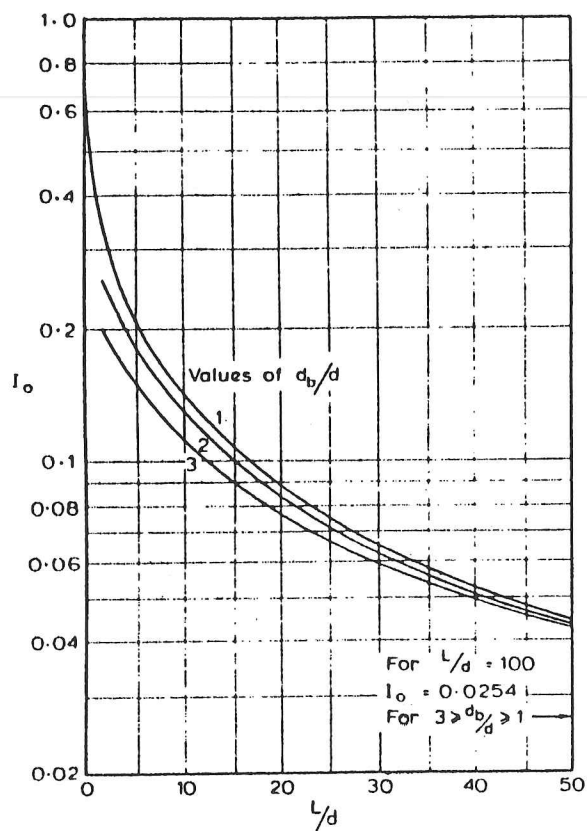
3. Para fundação de um edifício projetou-se um radier estaqueado rígido, quadrado, com 15,0 m de lado, assente sobre um depósito profundo de argila mole. A carga de trabalho total atuante no radier é de 3500 tf. Os parâmetros médios relevantes da argila mole são os seguintes:

$c_u = 7{,}6\ tf/m^2;\ \varnothing_u = 0^o$
$E_u = 780\ tf/m^2;\ v_u = 0{,}5$
$E' = 700\ tf/m^2;\ v' = 0{,}35$

Estime para esta fundação as seguintes quantidades:

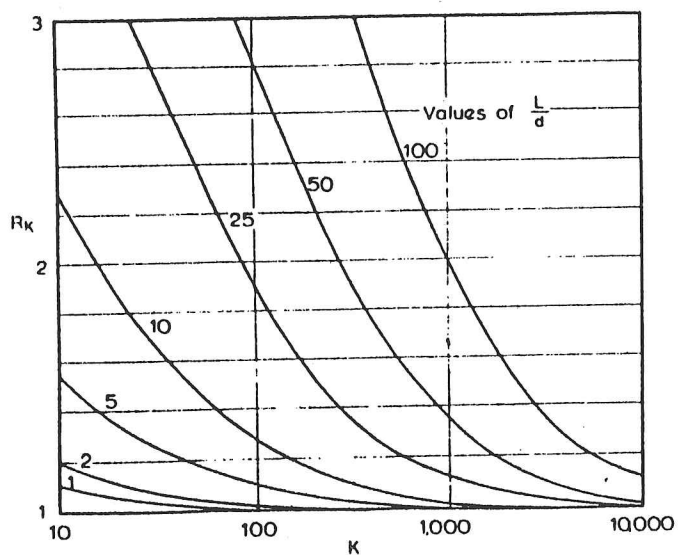
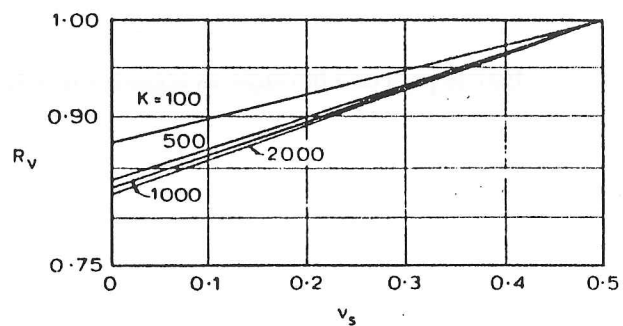
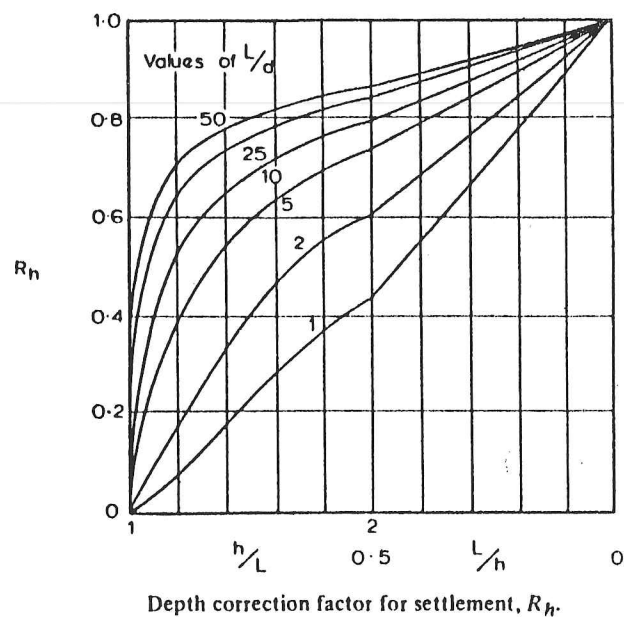
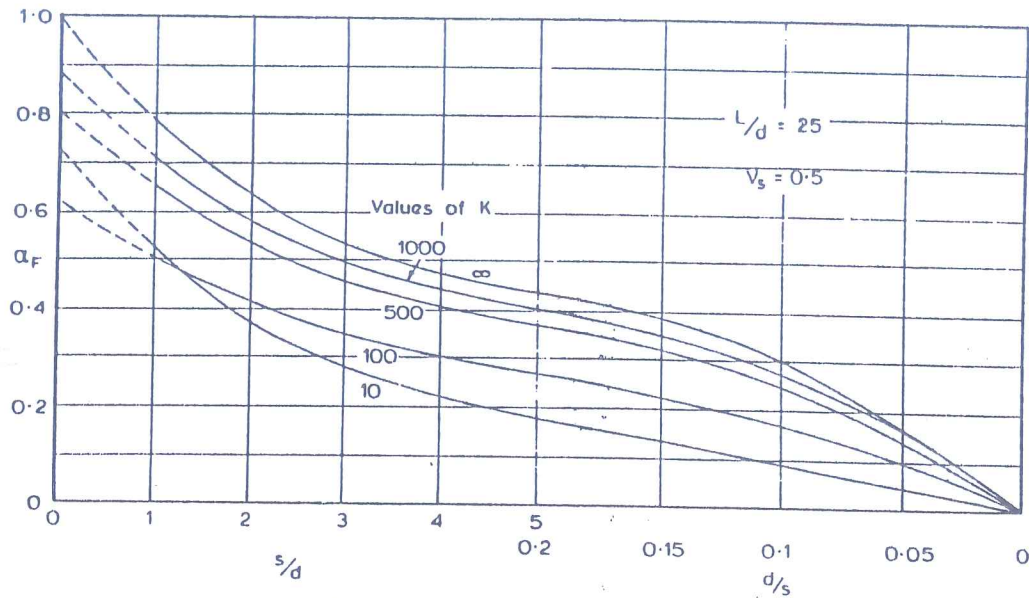
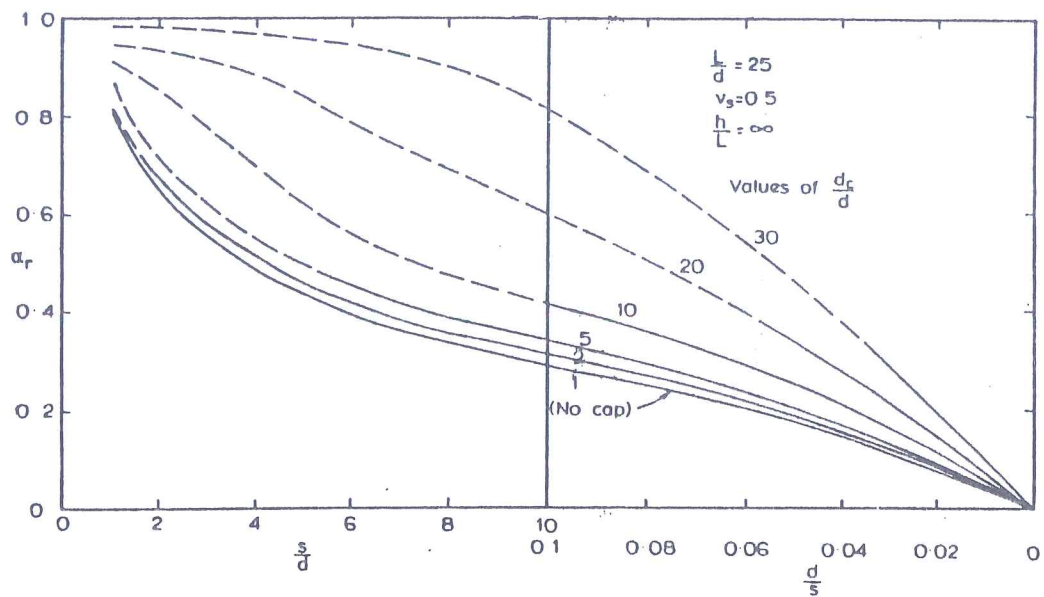
a) fator de segurança relativo à capacidade do radier apenas (sem as estacas);

b) recalque para o radier apenas;

c) recalques para as seguintes distribuições de estaqueamentos: 3 x 3; 4 x 4 e 5 x 5;

d) sabendo que o recalque máximo aceitável para a estrutura acima é 1,0 cm, qual das soluções de fundação consideradas acima seria a mais indicada?

Settlement-influence factor, I_o.

Depth correction factor for settlement, R_h.

Poisson's ratio correction factor for settlement, R_ν.

Compressibility correction factor for settlement, R_K.

Interaction factors for floating piles, $\frac{L}{d} = 25$.

Interaction factors for pile-raft units, $\frac{L}{d} = 25$.

SOLUÇÃO DA 6ª AULA DE EXERCÍCIOS

GRUPOS DE ESTACAS: RECALQUES, DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS, RADIER ESTAQUEADO

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

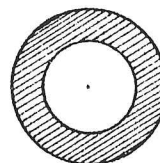
Um dos métodos existentes para estimativa de recalques e distribuição de esforços em grupos de estacas é o proposto por Poulos e Davis (1980). O método baseia-se na Teoria da Elasticidade e adota como hipóteses principais:

. linearidade entre tensões e deformações. É uma suposição que permite considerar superposição de efeitos, em termos de recalques e esforços nas estacas; é válida para coeficientes de segurança elevados, isto é, para tensões muito abaixo da ruptura, onde a relação $\sigma \times r$ é aproximadamente linear;

. solo homogêneo. É uma suposição válida para argilas pré-adensadas e areias compactas, nas quais o módulo de elasticidade do solo costuma apresentar valores aproximadamente constantes com a profundidade;

. estaca incompressível. Com essa hipótese, o recalque passa a ser função apenas da geometria da estaca e do seu fator de rigidez K:

$$K = \frac{E_{estaca}}{E_{solo}} \times R_A$$

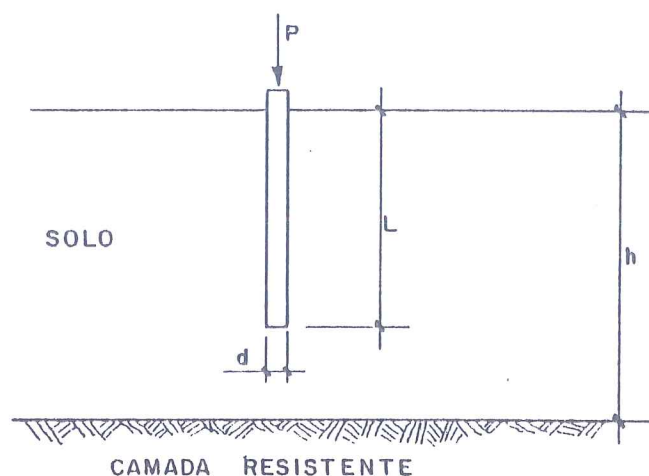
$$R_A = \frac{A_{seção}}{A_{total}}$$

R_A é a relação entre a área da seção tranversal da estaca e a área total (circunscrita). Para estacas maciças, R_A vale 1. Poulos e Davis (1980) sugerem valores para o fator de rigidez K (válidos para estacas maciças, R_A = 1), que servem como uma primeira estimativa desse parâmetro (na ausência de dados confiáveis sobre a deformabilidade da estaca e do solo):

Solo	Fator K		
	Estacas de aço	Estacas de concreto	Estacas de madeira
Argila mole	60 000	6 000	3 000
Argila média	20 000	2 000	1 000
Argila rija	3 000	300	150
Areia fofa	15 000	1 000	750
Areia compacta	5 000	500	250

Estaca Isolada

A partir das hipóteses acima, é possível deduzir que o recalque de uma estaca isolada é dado pela seguinte expressão:

$$r_0 = \frac{I_0 P}{d E_s} \qquad (1)$$

onde P é a carga atuante na estaca, d é o seu diâmetro e E_s é o módulo de elasticidade do solo.

Na expressão acima, r_0 é o recalque da estaca isolada e I_0 é o fator de influência para deformações:

$I_0 = f(L/h, d_b/d)$, sendo d_b o diâmetro da base da estaca

O parâmetro E_s pode ser obtido através de:

. ensaios triaxiais;
. correlações empíricas;
. retroanálise de provas de cargas in situ.

Essa última alternativa proporciona estimativas mais confiáveis do módulo de elasticidade do solo, por incorporar implicitamente diversos fatores de avaliação difícil (por exemplo, heterogeneidade do perfil geológico, efeitos de execução e outros).

Para estacas reais, introduzem-se fatores de correção para levar em conta diversas características importantes do processo de interação estaca-solo:

$$r = \frac{I\,P}{d\,E_s} \qquad (2)$$

onde $I = I_0\, R_K\, R_b\, R_v$ ou

$I = I_0\, R_K\, R_h\, R_v$ e:

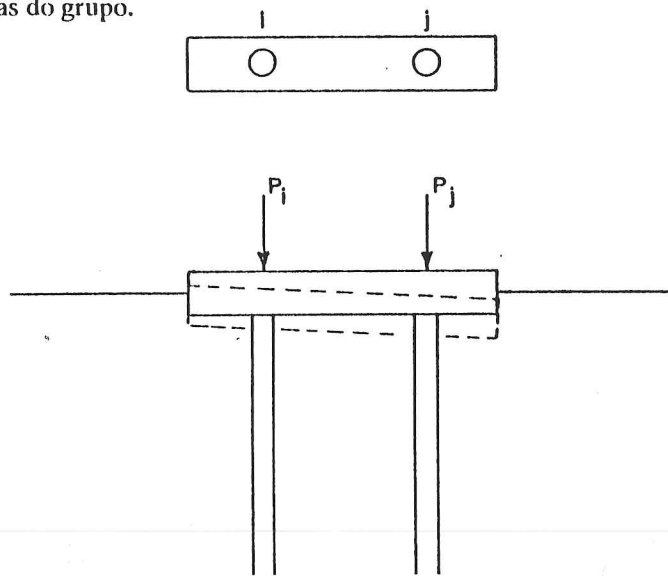
R_K = fator de correção para compressibilidade da estaca;

R_b = fator de correção para camada resistente na ponta da estaca;

R_v = fator de correção para coeficiente de Poisson;

R_h = fator de correção para camada finita de solo.

Grupos de estacas

Para grupos de estacas, ocorre interação entre as mesmas, já que, devido à sua proximidade, cada estaca influencia as demais estacas do grupo.

Observação:

Em Poulos e Davis, a interação entre as várias estacas é considerada "via solo", não se considerando a redistribuição de cargas "via bloco". Outros métodos (por exemplo, baseados em hipótese de Winkler) consideram a interação "via bloco", substituindo na análise as estacas e o solo por "molas" de rigidez equivalente. No entanto, assim ignoram a importante interação "via solo", justamente o que se ressalta no método de Davis e Poulos, adotado nesta aula.

A interação é levada em conta por meio de fatores de interação α_{ij}. Seja r_i o recalque de estaca i isolada e r_{ig} o recalque da mesma estaca no grupo. O fator de interação α_{ij} é dado por:

$$\alpha_{ij} = \frac{r \text{ adicional da estaca i devido ao recalque de j (submetida à carga } P_j)}{r \text{ da estaca i (submetida à carga } P_i)}$$

Supondo válida a superposição de efeitos e $P_i = P_j$, tem-se:

$$r_{ig} = r_i + \delta r = r_i + \alpha_{ij} r_i$$

$$r_{ig} = r_i (1 + \alpha_{ij})$$

Para $P_i \# P_j$:

$$r_{ig} = r_i \left(1 + \alpha_{ij} \frac{P_j}{P_i}\right)$$

Para grupos com mais de duas estacas, pode-se generalizar a expressão acima de seguinte forma:

$$r_{ig} = \frac{P_i}{K_s'} \left(1 + \sum_{j \# i}^{n} \alpha_{ij} \frac{P_j}{P_i}\right) \qquad (3)$$

onde $K_s' = P_i/r_i$ (coeficiente de recalque, obtido em prova de carga efetuada em estaca isolada).

O fator de interação α_{ij} é função de:

$$\alpha_{ij} = f\,(s/d\,,\, L/d\,,\, K)$$

onde s é o espaçamento entre estacas, medido de eixo a eixo.

Pode-se mostrar que a interação entre estacas diminui nas seguintes condições:

. quando s aumenta;

. para estacas de ponta;

. para E_s crescente com a profundidade.

A solução tem como hipótese que a camada seja um semi-espaço infinito homogêneo com $v = 0{,}5$. Poulos e Davis (1980) apresentam fatores de correção para as seguintes características do estaqueamento:

. camada indeformável na profundidade h;

. bulbo alargado;

. coeficiente de Poisson do solo diferente de 0,5;

. camada de maior rigidez na ponta das estacas.

Para um grupo com n estacas, a aplicação de expressão (3) leva a n equações. Essas equações podem ser resolvidas para duas condições de contorno distintas:

a) bloco flexível

$$P_i = \frac{P_g}{n}$$

Neste caso, hipotético, as cargas se distribuem igualmente entre as estacas do grupo, e, devido à interação entre elas, resultam recalques r_i diferentes, que são determinados aplicando-se diretamente a expressão (3). Há portanto n equações (3) e n incógnitas r_i.

b) bloco rígido

$$r_i = r_g$$

Os recalques são iguais para todas as estacas, e conseqüentemente as cargas P_i são diferentes. Há portanto n equações (3) e n + 1 incógnitas, ou seja, n incógnitas P_i e uma incógnita r_g. É necessário estabelecer mais uma equação (equilíbrio entre a carga nas estacas e a carga aplicada no grupo):

$$P_g = \sum_{i=1}^{n} P_i \qquad (4)$$

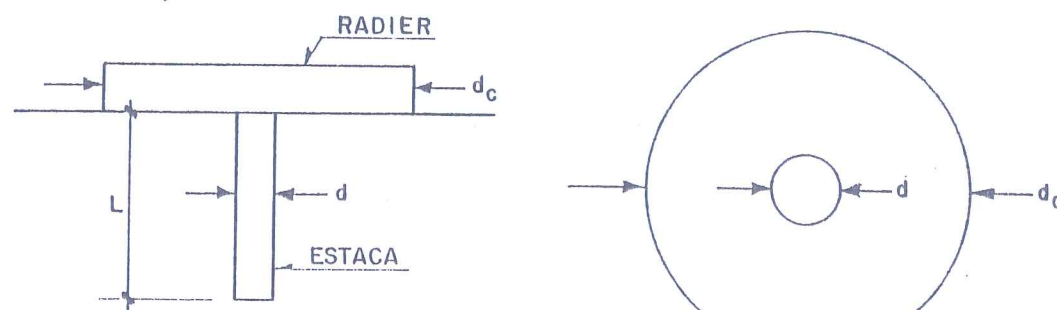
Aplica-se a expressão (3) a todas as estacas, e, em conjunto com a expressão (4), tem-se um conjunto de n + 1 equações com n + 1 incógnitas.

Quanto à distribuição de cargas, observa-se que, se o bloco for rígido, as estacas centrais são menos carregadas (em relação à carga média do bloco flexível). Em contrapartida, as estacas externas são mais carregadas em relação ao bloco flexível.

Quanto aos recalques, observa-se que, para blocos rígidos, o recalque do grupo (r_g) situa-se entre os valores máximo e mínimo de P_i, calculados considerando o bloco como flexível, e escolhendo uma estaca representativa das condições médias do grupo. Essa aproximação é válida porque, na prática, os blocos não são nem perfeitamente rígidos, nem perfeitamente flexíveis.

Radier Estaqueado

No projeto de fundações de edifícios assentes sobre depósitos profundos de argila, pode ocorrer que uma fundação por radier apresente fator de segurança adequado à ruptura geral, porém recalques induzidos excessivamente elevados. Nessas situações, pode-se estaquear o radier, empregando-se um número reduzido de estacas, cuja única função será reduzir recalques.

A análise de radiers estaqueados é similar à de grupos de estacas (Poulos e Davis, 1980). Porém, a unidade básica de análise é uma estaca isolada ligada a uma seção circular de radier, assente sobre a superfície do solo (em contraposição a uma estaca isolada no caso anterior).

UNIDADE DE RADIER ESTAQUEADO

A interação entre estacas pode ser expressa em termos de um fator α_r, dado por:

$$\alpha_r = \frac{\text{recalque adicional causado pela unidade adjacente}}{\text{recalque de uma unidade isolada}}$$

Poulos e Davis apresentam curvas de α_r em função de s/d, para diversos valores de d_c/d (d_c = diâmetro de seção circular de radier). Essas curvas permitem analisar radiers estaqueados como constituídos por várias unidades estaca-seção circular, cada uma tendo um valor equivalente de d_c/d tal que a área ocupada pela unidade é equivalente à ocupada por uma estaca típica em um grupo. Por exemplo, para grupos quadrados, tem-se:

$$\frac{d_c}{d} = (4/\pi)^{0,5} \frac{s}{d}$$

$$r_i = r_1 [\sum_{j \neq i}^{n} (P_j \alpha_{rij}) + P_i)]$$

onde αr_{ij} = fator de interação α_r correspondente às unidades i e j

P_j = carga na unidade j

r_1 = recalque de uma unidade sob carga unitária

$r_1 = R_c r_1$

r_1 = recalque da estaca isolada

R_c = relação entre o recalque da estaca com bloco de coroamento (seção circular) e o recalque de estaca isolada.

De modo análogo ao que ocorre em grupos de estacas, obtêm-se n equações, que junto com a equação de equilíbrio ($P_g = P_j$), podem ser resolvidas para duas condições limites:

a) recalque iguais em cada unidade (radier rígido);

b) cargas iguais em cada unidade.

Este último caso se aproxima da situação de radiers relativamente flexíveis e uniformemente carregados, mais freqüentes na prática.

Para radiers quadrados, com número igual de estacas nas duas direções, o resultado da análise de interação pode ser simplificado e expresso em termos de fatores de recalque R_s ou R_g:

$$R_s = \frac{\text{recalque médio do radier}}{\text{recalque de uma unidade isolada submetida à mesma carga média}}$$

$$R_g = \frac{\text{recalque médio do radier}}{\text{recalque de uma unidade isolada submetida à mesma carga total}}$$

Estes fatores são relacionados por:

$$R_s = n \, R_g$$

Para utilização prática, é mais conveniente expressar os recalques em termos do equivalente a uma estaca isolada, isto é, em termos dos fatores R_s e R_g:

$$R_s = R_c \, R_s$$

O recalque r do radier estaqueado é dado por:

$r = R_s \; P/n \; r_1$ ou $r = Rg \; P \; r_1$

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com base na teorização exposta e na análise de diversas configurações distintas de grupos de estacas, pode-se chegar às seguintes conclusões:

a) se o espaçamento entre estacas for mantido (por exemplo, 2,5 d), os recalques do grupo diminuirão com o aumento do número de estacas (menor carga por estaca);

b) para reduzir recalques é mais eficaz aumentar o espaçamento do que o número de estacas. Isso ocorre porque, aumentando-se o espaçamento, atenua-se a interação entre as estacas do grupo;

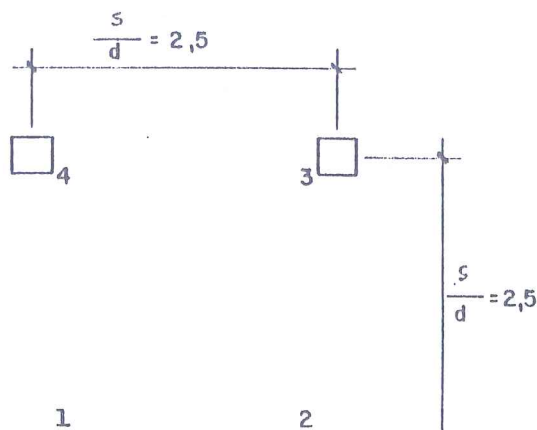
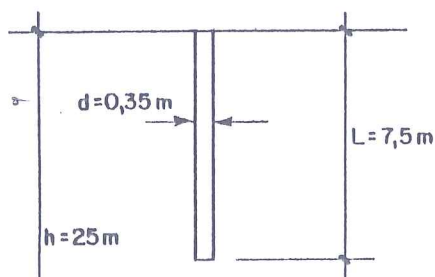
c) em blocos rígidos as estacas laterais apresentam carga maior do que as estacas centrais. Para blocos com número excessivo de estacas, essa situação é inconveniente.

RESOLUÇÃO DOS EXERCÍCIOS

1º Exercício

a) Estacas pré-moldadas, 35 x 35 cm, 50 tf (bloco de 4 estacas)

$s = 2{,}5$ d; $L = 7{,}5$ m; $h = 25$ m

$K_s' = P/r = 60/1 = 60$ tf/cm

bloco simétrico: $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = 182/4$

$\alpha_{ij} = f\,(s/d, L/d, K)$

K = 2000 (argila média, estaca de concreto)

$R_A = 1$

$L/d = 7{,}5/0{,}35 + 21 \approx 25$

$s/d = 2{,}5$: $\alpha_{12} = \alpha_{14} = 0{,}55$

$s/d = 2{,}5\sqrt{2} = 3{,}5$: $\alpha_{13} = 0{,}48$

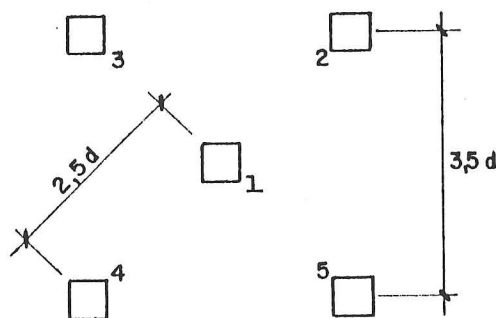
bloco rígido: $r_1 = r_2 = r_3 = r_4 = r_g$

$$r_1 = \frac{P}{K_s'}\,(1 + \alpha_{12} + \alpha_{13} + \alpha_{14})$$

$$r_1 = \frac{45{,}5}{60}\,(1 + 2 \times 0{,}55 + 0{,}48)$$

$$r_1 = 1{,}96 \text{ cm}$$

correção para camada finita: $s/d = 2{,}5$ e $h/L = 3{,}0$: $R_h = 0{,}90$

b) Estacas pré-moldadas, 30 x 30 cm, 40 tf (bloco de 5 estacas)

bloco não-simétrico: . rígido: $P_1 \# P_2 = P_3 = P_4 = P_5$

. flexível: $P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5$

bloco flexível: $P = 182/5 = 36{,}4$ tf

estaca 1: $s/d = 2{,}5$; $L/d = 25$; $K = 20000$

$\alpha_{12} = \alpha_{13} = \alpha_{14} = \alpha_{15} = 0{,}55$

$$r_1 = \frac{P}{K_s'}(1 + \alpha_{12} + \alpha_{13} + \alpha_{14} + \alpha_{15})$$

$$r_1 = \frac{36{,}4}{60}\,(1 + 4 \times 0{,}55)$$

$$r_1 = 1{,}94 \text{ cm}$$

estaca 2: (igual às estacas 3, 4 e 5)

$s/d = 2{,}5$: $\alpha_{21} = 0{,}55$

$s/d = 3{,}5$: $\alpha_{32} = 0{,}48$

$s/d = 5$: $\alpha_{24} = 0{,}42$

$$r_2 = \frac{P}{K_s'}\;(1 + \alpha_{21} + \alpha_{23} + \alpha_{24} + \alpha_{25})$$

$r_2 = 1{,}78$ cm

bloco rígido: recalque igual para todas as estacas (carga diferentes)

simetria: $P_1 = P_A$

$P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P_B$

$P_A + 4\,P_B = P_{total} = 182$ tf (I)

$r_A = \frac{P_A}{K_s} (1 + 4 \times 0{,}55 \frac{P_B}{P_A})$ (II)

$r_B = \frac{P_B}{K_s} (1 + 2 \times 0{,}48 + 0{,}55 \times \frac{P_A}{P_B} + 0{,}42)$ (III)

Incógnitas: P_A, P_B, r_A, r_B

mas $r_A = r_B$ (IV)

4 equações e 4 incógnitas: determina-se P_A, P_B e r

$P_1 = P_A = 16$ tf

$P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = P_B = 41{,}5$ tf

$r = 1{,}79$ cm

Observações:

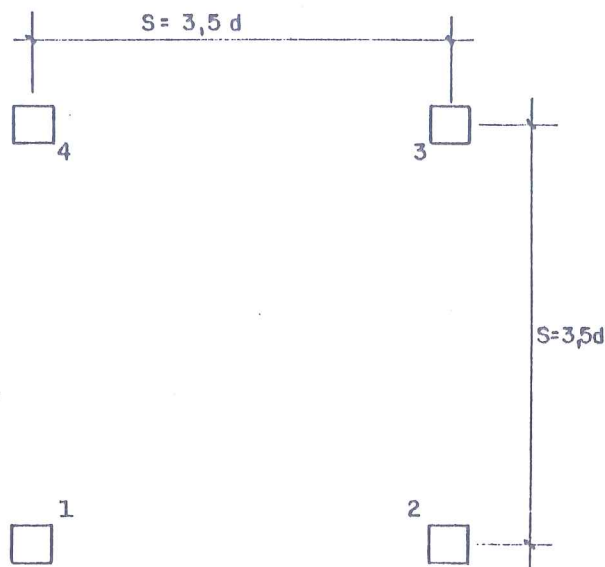
. A distribuição de cargas é diferente em relação a bloco flexível (as estacas centrais são menos carregadas do que as periféricas).

. Na prática, se o interesse for apenas previsão de recalques, costuma-se adotar a hipótese de bloco flexível.

c) Estacas pré-moldadas, 25 x 25 cm, 32 tf (blocos de 6 estacas)

Procedimento análogo ao item b.

2º Exercício

a) Estacas pré-moldadas, 35 x 35 cm, 50 tf (blocos de 4 estacas), espaçamento de 3,5 ø

$s = 3,5\ d$; $L = 7,5$ m; $h = 25$ m; $K_s' = P/r = 60/1 = 60$ tf/cm

bloco simétrico: $P = 45,5$ tf

$K = 2000$; $L/d = 21 \approx 25$

. $s/d = 3,5$: $\alpha_{12} = \alpha_{14} = 0,48$

. $s/d = 3,5\sqrt{2} = 5,0$: $\alpha_{13} = 0,42$

$$r = \frac{P}{K_s'}(1 + \alpha_{12} + \alpha_{13} + \alpha_{14}) = \frac{45,5}{60}(1 + 2 \times 0,48 + 0,42)$$

$r = 1,80$ cm

O aumento do espaçamento leva a uma diminuição de recalques do grupo.

Os demais itens utilizam procedimentos análogos aos expostos no exercício anterior, não sendo necessário repeti-los aqui.

3º Exercício

a) Verificação da Capacidade de Carga do Radier

Para carregamento não-drenado, a tensão de ruptura é dada por:

$$\sigma_{rupt} = 5,14\ c_u$$

Portanto:

$$P_u = B^2 \sigma_{rupt} = 15^2 \times 5,14 \times 7,6 = 8789 \text{ tf}$$

O fator de segurança é dado por:

FS = 8789/3500 = 2,51 (adequado)

b) Recalque do Radier

Para um radier quadrado, rígido, assente sobre uma massa de solo semi-infinita, tem-se:

$$r = 0,947\ \frac{P}{B}\ \frac{(1 - \nu_s^2)}{E_s}$$

Para carga de trabalho de 3500 tf, tem-se:

$$r = 0,947\ \frac{3500}{15}\ \frac{(1 - 0,35^2)}{700}$$

$r = 0,277$ m

Este recalque é excessivo, e portanto é necessário estaquear o radier para reduzir os recalques.

c) Recalque para estaqueamento de 3 x 3, 4 x 4 e 5 x 5 estacas

O recalque final de uma estaca isolada sob carregamento unitário é dado por:

$$r_1 = \frac{I}{d\,E_s}$$

Para $L/d = 100/3$ e $\nu_s = 0,33$, o fator I é 0,0242. Portanto:

$$r_1 = \frac{0,0242}{0,30 \times 700} = 0,000115 \text{ m/tf}$$

A tabela a seguir mostra os valores de recalque calculados para cada configuração de estacas ($B/d = 15/0,30 = 50$):

Número de estacas	Carga por estaca (tf)	Rg	r_1 (m)	$r_i = R_g r_i$ (m)
3 x 3	388,89	0,34	0,045	0,015 (1,5 cm)
4 x 4	218,75	0,32	0,025	0,008 (0,8 cm)
5 x 5	140,00	0,305	0,016	0,005 (0,5 cm)

d) Solução mais indicada

Com base na tabela acima, vê-se que a solução mais indicada, de modo a não ultrapassar 1,0 cm de recalque, consiste em adotar 16 estacas (4 x 4).

O procedimento usual de projeto de radier estaqueado, que determina o número de estacas com base na sua capacidade de carga (desprezando-se a contribuição do radier), é excessivamente a favor da segurança (levando, neste caso, a cerca de 60 a 70 estacas!). Ou seja, obteve-se uma economia considerável no projeto. Ademais, se o número de estacas fosse aumentado para 64, a redução de recalques seria da ordem de apenas 3 mm. Pode-se também mostrar que é preferível um número menor de estacas, porém com comprimento mais longo, do que um número maior de estacas curtas.

BIBLIOGRAFIA

POULOS, H.G. e DAVIS, E.H. (1980). "Pile Foundations, Analysis and Design". Editado por John Wiley & Sons, New York.

7ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESTACAS E TUBULÕES SUJEITOS A CARREGAMENTOS ESPECIAIS (MOMENTOS, CARGAS HORIZONTAIS E DE TRAÇÃO)

A Figura 1 apresenta um perfil de subsolo típico, estando também representadas três alternativas de fundação de torres de linhas de transmissão (tubulão a céu aberto curto, tubulão a céu aberto profundo e tubulão sem base alargada). Os esforços solicitantes na cota de arrasamento dos tubulões são os seguintes:

. carga máxima de compressão = 60 tf
. carga máxima de tração = 40 tf
. carga máxima horizontal = 8 tf
. momento fletor no topo = 10 tf.m

A Figura 2 apresenta as curvas tensão - deslocamento (pd x y) para o solo existente no local (areia fina e média, siltosa, pouco argilosa, vermelha). Pede-se:

a) analisar as alternativas de fundação, submetidas a carga horizontal e momento;

b) Idem, para a carga de tração.

A Figura 1 indica também a carga de tração correspondente a um deslocamento de 25 mm no topo dos tubulões. As Figuras 3 e 4 apresentam os coeficientes adimensionais de deflexão e momento para estacas rígidas e flexíveis, respectivamente, da teoria de Mattlock e Reese (1960).

São dados também: γ_{solo} = 1,6 tf/m^3 e $\gamma_{concreto}$ = 2,4 tf/m^3.

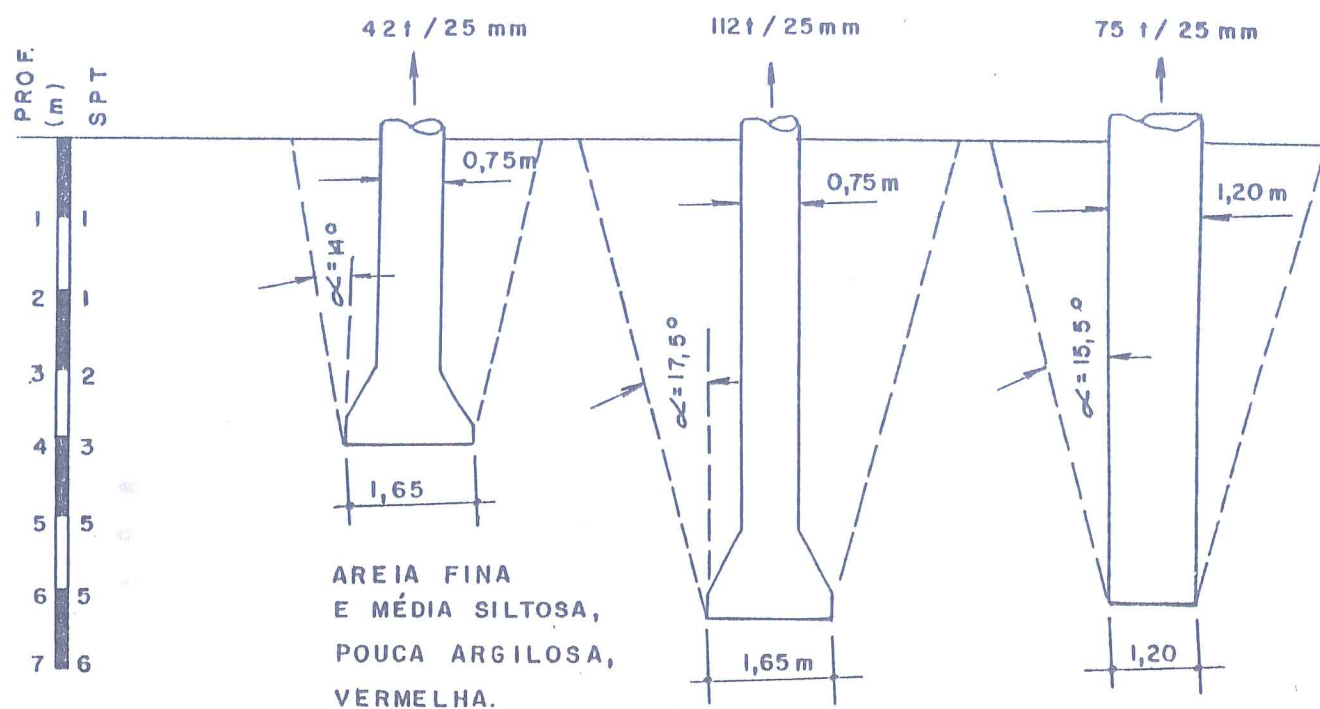



Figura 1 - Perfil típico e alternativas de fundação

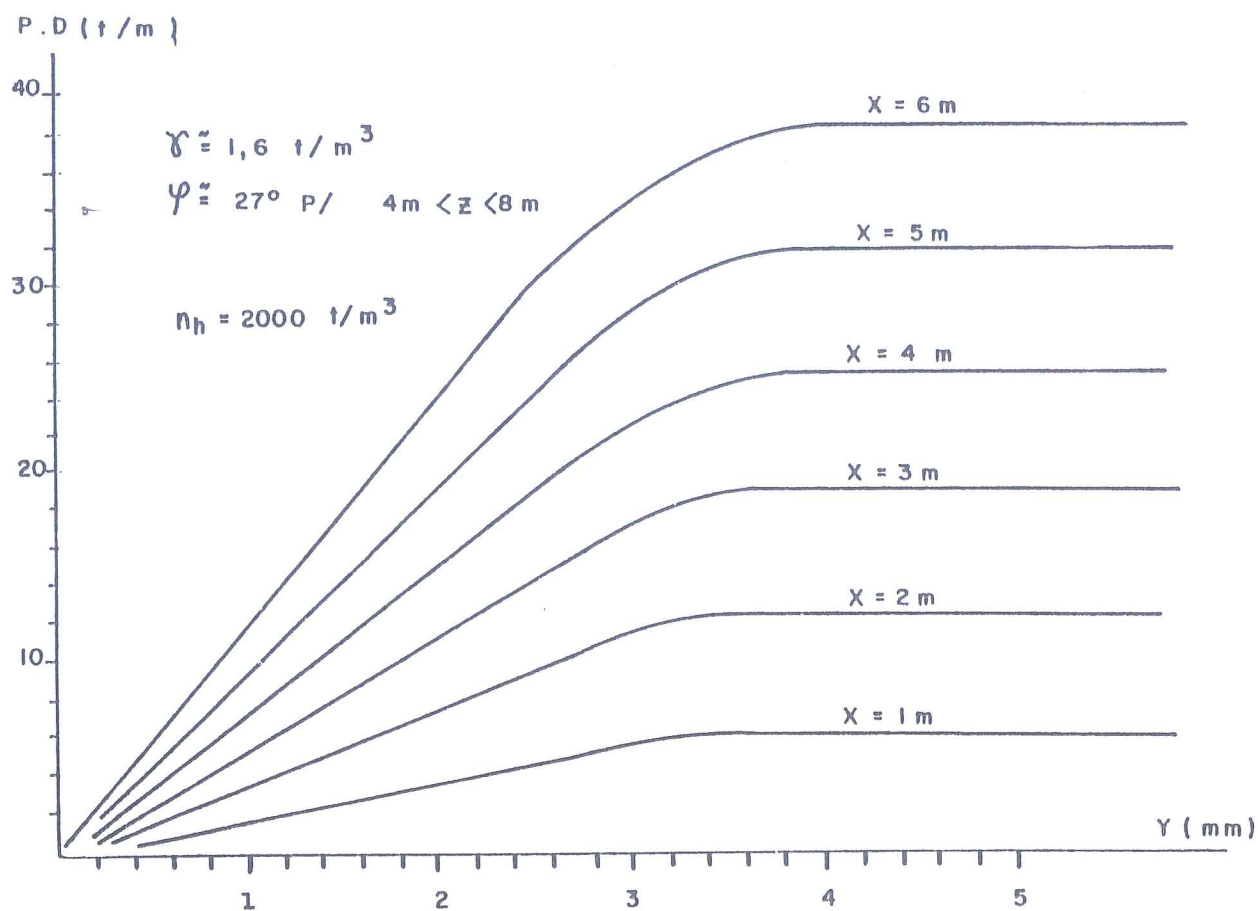



Figura 2 - Curvas tensão-deslocamento (pd x y) para o solo local

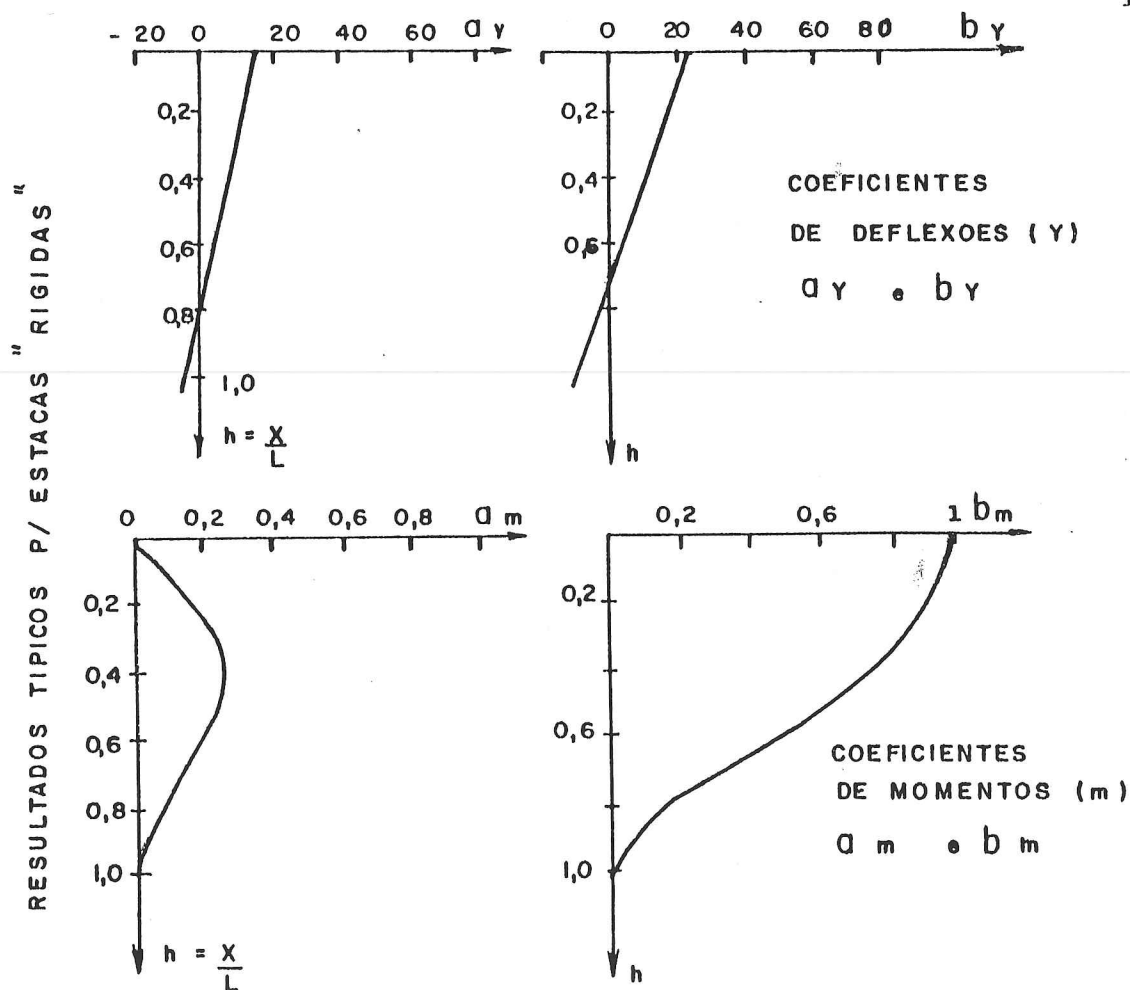
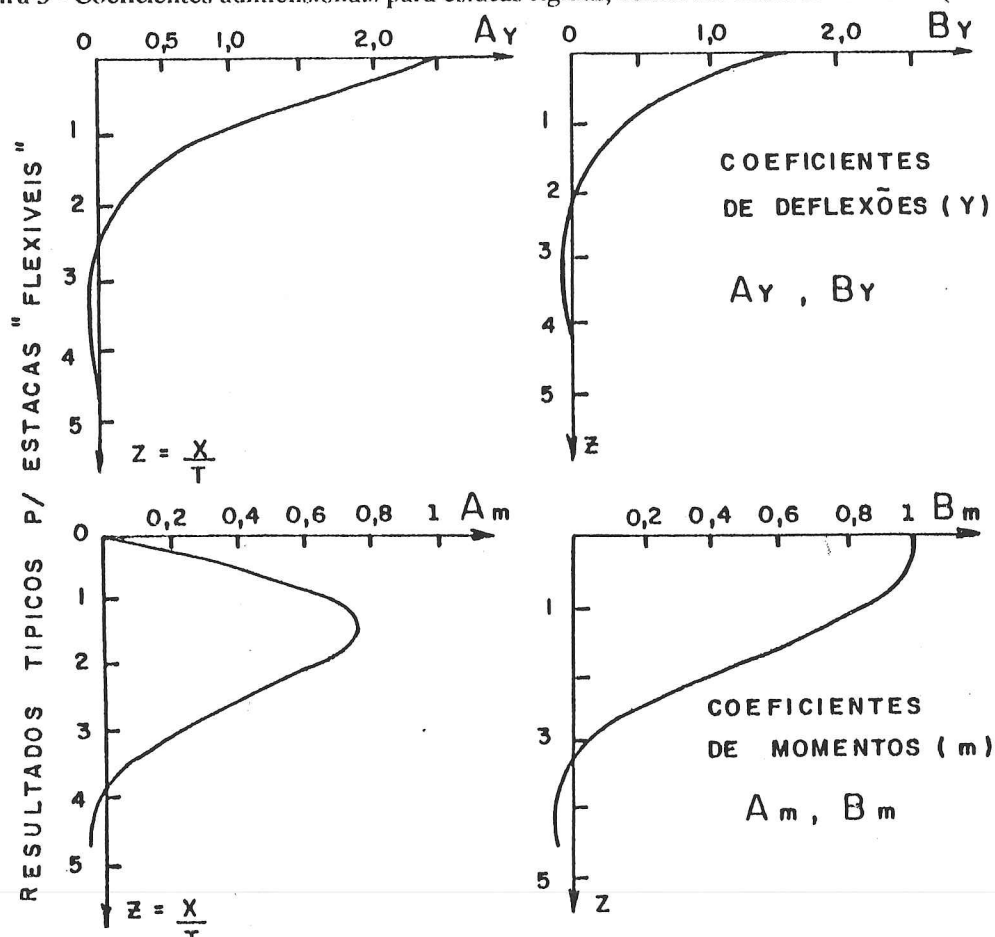



Figura 3 - Coeficientes adimensionais para estacas rígidas, conforme Mattlock e Reese (1960)

SOLUÇÃO DA 7ª AULA DE EXERCÍCIOS:

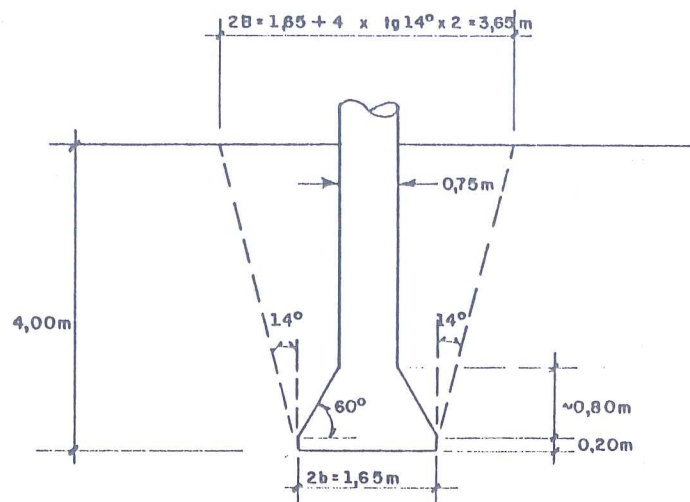
ESTACAS E TUBULÕES SUJEITOS A CARREGAMENTOS ESPECIAIS (MOMENTOS, CARGAS HORIZONTAIS E DE TRAÇÃO)

CONSIDERAÇÕES GERAIS

Inicialmente, para as três alternativas de fundação indicadas na Figura 1 (tubulão curto, tubulão profundo e tubulão sem base alargada), será verificada a segurança quanto à ruptura por arrancamento. Em seguida, serão verificados os deslocamentos e esforços solicitantes para a carga horizontal e de momento.

Verificação de arrancamento

A superfície de ruptura para tubulões e estacas, observada em ensaios de arrancamento, é próxima à forma tronco-cônica indicada na Figura 1. Estes ensaios também indicam que, para deslocamentos da ordem de 25 mm, já se inicia o processo de ruptura no solo. O "ângulo de arrancamento" (α) é obtido igualando o peso dos materiais contidos no tronco de cone (concreto e solo) à carga que provoca um levantamento de 25 mm. É importante notar ainda que, para deslocamentos da ordem de 5 mm, 80% da carga de ruptura já está mobilizada. Tem sido observado também, em ensaios com modelos reduzidos, que o ângulo α situa-se predominantemente entre 11^{o} e 18^{o}.
Apresentam-se a seguir as verificações feitas para as três alternativas de fundação.

Tubulão Curto

$$V_{tc} = \frac{\pi\, h}{3}(b^2 + B^2 + bB) = 23{,}10\ m^3$$

$V_{concreto} = V_{rodapé} + V_{base} + V_{fuste}$

$V_{rodapé} = \frac{\pi\, 1{,}65^2}{4} 0{,}2$

$V_{base} = \frac{\pi\, 0{,}8}{3} (0{,}825^2 + 0{,}825 \times 0{,}375 + 0{,}375^2)$

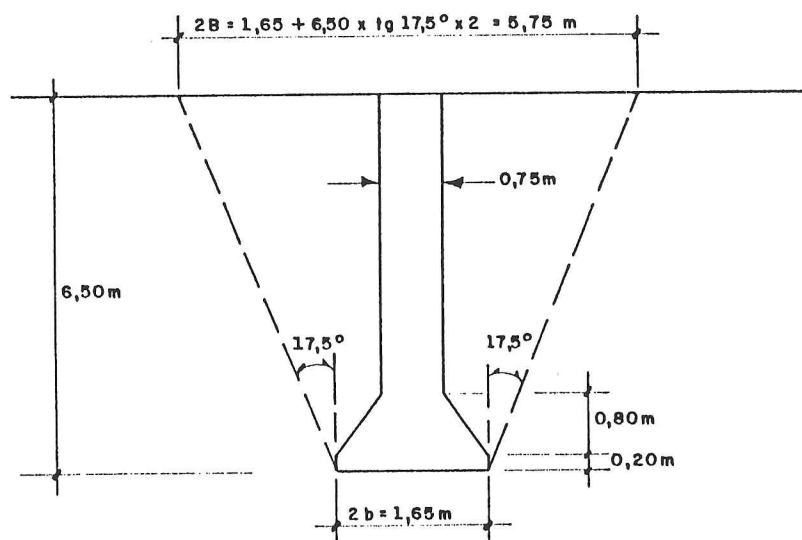
$V_{fuste} = \frac{\pi\, 0{,}75^2}{4} 3{,}00$

$V_{concreto} = 2{,}70\ m^3$

$P_{resistente} = V_{solo}\, \gamma_{solo} + V_{conc}\, \gamma_{conc} = = (23{,}10 - 2{,}70) \times 1{,}6 + 2{,}70 \times 2{,}4 = 39{,}12\ tf$

$P_{atuante} = 40\ tf$

$FS = \frac{P_{resistente}}{P_{atuante}} = \frac{39{,}12}{40{,}00} \approx 1{,}00$

Tubulão Profundo

$V_{tc} = \frac{\pi\, 6{,}5}{3} (0{,}825^2 + 2{,}875^2 + 0{,}825 \times 2{,}875) = 77{,}0\ m^3$

$V_{concreto} = V_{rodapé} + V_{base} + V_{fuste}$

$V_{rodapé} = \frac{\pi\, 1{,}65^2}{4} 0{,}2$

$$V_{base} = \frac{\pi\ 0,8}{3} (0,825^2 + 0,825 \times 0,375 + 0,375^2)$$

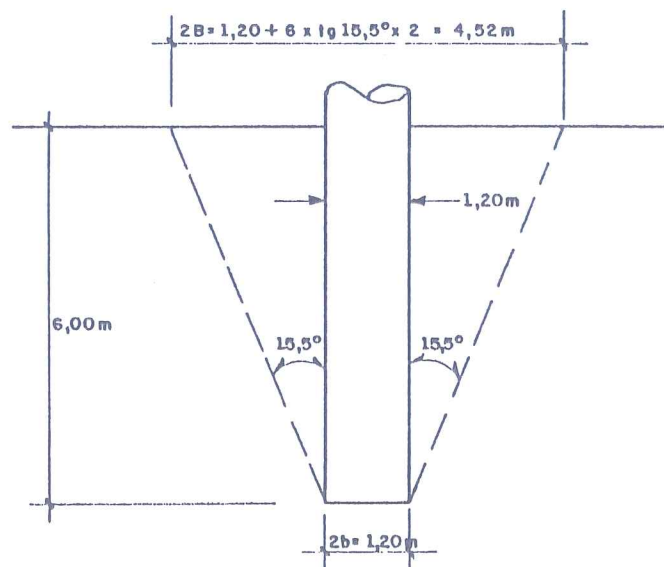
$$V_{fuste} = \frac{\pi\ 0,75^2}{4} 5,50$$

$$V_{concreto} = 3,80\ m^3$$

$$P_{resistente} = V_{solo}\ \gamma_{solo} + V_{conc}\ \gamma_{conc} = (77,0 - 3,80) \times 1,6 + 3,80 \times 2,4 = 126,24\ tf$$

$$P_{atuante} = 40\ tf$$

$$FS = \frac{P_{resistente}}{P_{atuante}} = \frac{126,24}{40,00} \approx 3,15$$

Tubulão sem Alargamento de Base

$$V_{tc} = \frac{\pi\ 6,0}{3} (0,60^2 + 2,26^2 + 0,6 \times 2,26) = 42,9\ m^3$$

$$V_{concreto} = \frac{\pi\ 1,20^2}{4} 6,0 = 6,80\ m^3$$

$$P_{resistente} = V_{solo}\ \gamma_{solo} + V_{conc}\ \gamma_{conc} = (43,9 - 6,80) \times 1,6 + 6,80 \times 2,4 = 74,08\ tf$$

$$P_{atuante} = 40\ tf$$

$P_{resistente}$ 74,08

Como esforços de tração devem-se a cargas temporárias e acidentais (em geral, vento), pode-se aceitar um fator de segurança relativamente baixo (FS $\geq$ 1,5). Das alternativas analisadas, apenas a primeira (tubulão curto) apresenta FS inferior ao valor mínimo desejável, de modo que, para alcançar um valor de FS aceitável, dever-se-ia alterar o projeto aumentando a profundidade do tubulão, ou alargando a sua base. Para as alternativas que estão com FS elevado, caso fosse necessário reduzi-lo, poder-se-ia empregar um dos seguintes procedimentos:

. reduzir a profundidade (apresenta a desvantagem de eventualmente exigir maior área de base);

. reduzir o diâmetro da base (necessário reavaliar o comportamento quanto a recalques e ruptura local);

Dos exemplos apresentados, vê-se que, para tubulões curtos, as dimensões da base são fortemente condicionadas pelos esforços de tração. Já para esforços de momento e carga horizontal, o alargamento de base tem influência desprezível no dimensionamento da fundação.

Análise para cargas horizontais e momentos

Os métodos de análise de fundações profundas submetidas a cargas horizontais e momentos podem ser classificados em três categorias:

. carga limite (para estacas rígidas; Broms, 1968);

. curvas tensão - deslocamento (curvas pd x y; Matlock e Reese, 1960);

. Teoria da Elasticidade (Poulos e Davis, 1980).

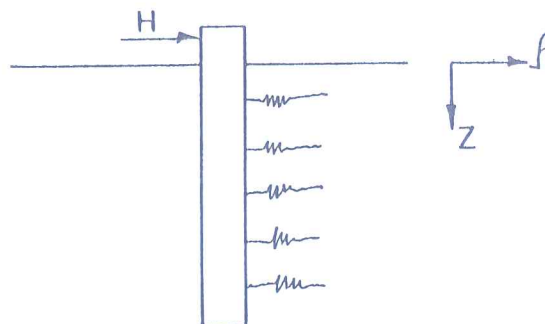
Será abordado aqui apenas o método das curvas pd x y, por ser o mais geral (compatibiliza deslocamentos da estaca e do solo, e considera o comportamento tensão-deformação não-linear deste último).

No método de Matlock e Reese, o solo é simulado por molas discretas (ou seja, meio descontínuo) com deformabilidade caracterizada pelo coeficiente de reação (K_S). Adota-se a hipótese de Winkler (cada mola é independente das demais):

$$p = K_S\, r$$

onde p = pressão no contato estaca-solo

r = deslocamento horizontal na estaca

K_S = coeficiente de reação horizontal do solo

Aplicando-se a Teoria da Elasticidade, e considerando-se a estaca como viga apoiada em meio elástico, tem-se:

$$E_p \, I_p \frac{d^4 r}{dz^4} + K_s \, D \, r = 0$$

onde E_p = módulo de elasticidade da estaca

I_p = momento de inércia de estaca

z = profundidade do ponto considerado

D = diâmetro da estaca

Existem soluções analíticas (exatas) e numéricas (aproximadas) para a equação acima, para as seguintes condições:

. K_s constante;
. K_s crescente com a profundidade;
. topo da estaca livre;
. topo da estaca engastado etc..

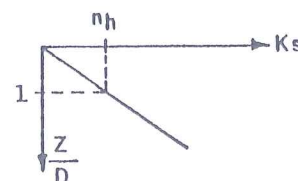
A solução mais utilizada é a de Matlock e Reese (1961 - ábacos adimensionais obtidos a partir de análises de diferenças finitas), que permite considerar comportamento tensão-deformação não-linear para o solo através de curvas pd x r ou pd x y. Estes autores desenvolveram soluções para estacas verticais longas ou curtas, com ou sem bloco (engaste no topo), para solos com K_s constante ou crescente com a profundidade. As Figuras 3 e 4 apresentam coeficientes adimensionais para estacas rígidas e flexíveis, respectivamente.

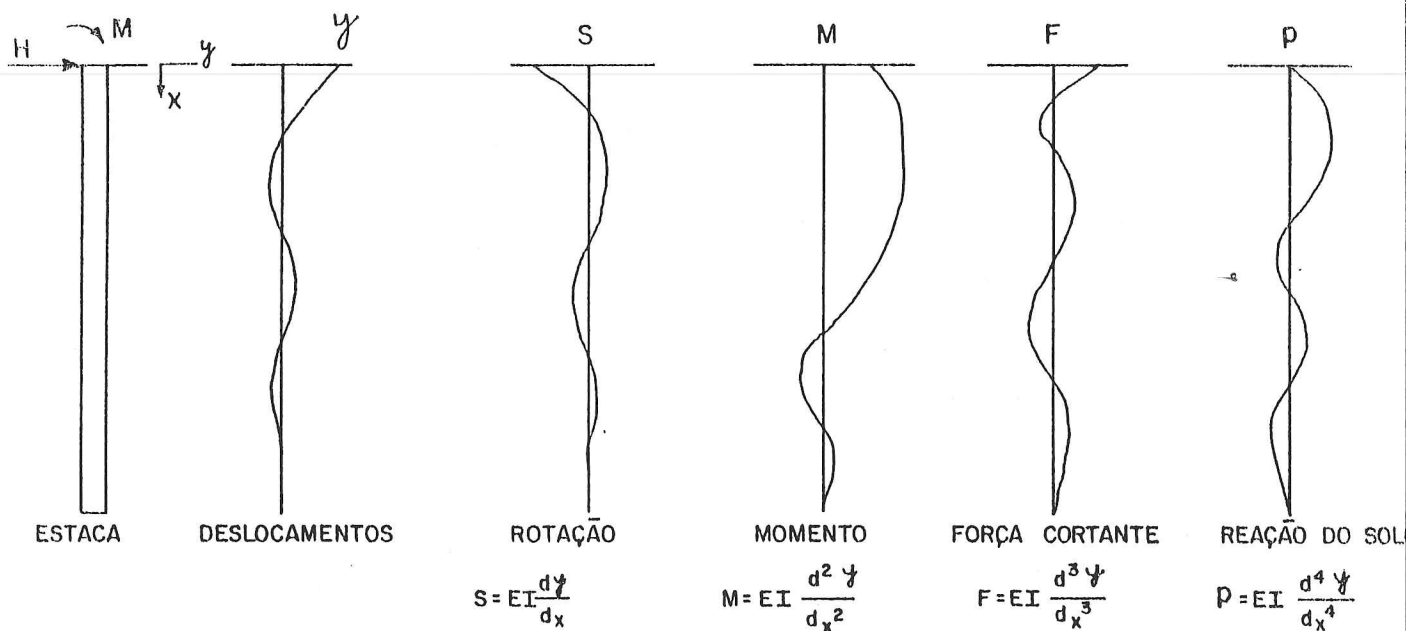
Para efeito de carregamento horizontal, uma estaca pode ser considerada longa se:

$$Z_{máx} = \frac{L}{T} > 4 \text{ a } 5$$

L = comprimento da estaca;

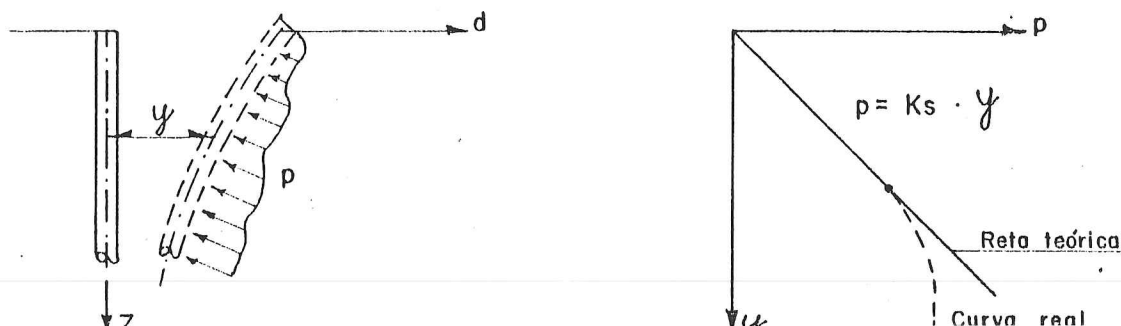
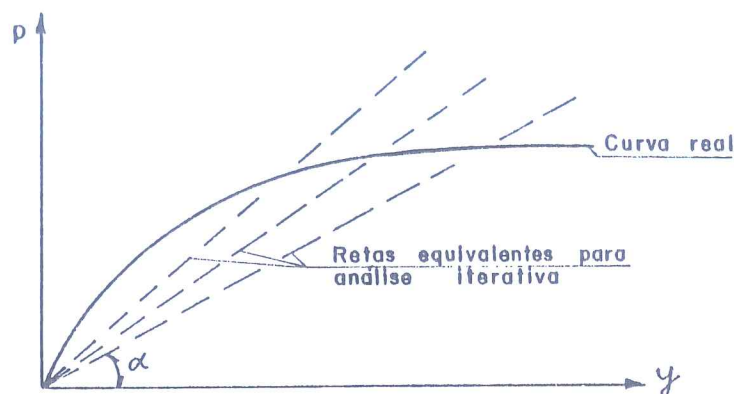
$T = \left(\frac{E_p \, I_p}{n_h}\right)^{0.2}$;

n_h = razão de crescimento de K_s com a profundidade (z):

$Ks = n_h (z/D)$

A figura abaixo indica a linha deformada de uma estaca sujeita a esforço horizontal e momento no seu topo, bem como as correspondentes curvas de rotações, momentos fletores, força cortante e reação do solo.

A determinação do coeficiente de reação K_S (= P/r) é a parte mais afetada por incertezas nesta metodologia. Esta determinação pode ser feita por meio de ensaios in situ (prova de carga em placa ou prova de carga lateral em estaca) ou correlações empíricas (Reese et al., 1970).

Comportamento não-linear (curvas pd x y)

Para solos, o comportamento tensão-deformação sob baixas tensões confinantes (como é o caso de estacas carregadas lateralmente) é essencialmente não-linear. O ideal é utilizar provas de carga para determinar K_S (ou n_h), já que estes parâmetros dependem de r (deslocamentos).

Para r maiores, K_S (ou n_h) não cresce proporcionalmente com o deslocamento. Reecse et al. (1970) apresentam uma variante do seu método inicial para levar em conta este efeito.

Trata-se da solução iterativa admitindo-se solução linear em cada interação (viga sobre apoio elástico) de modo a reproduzir o comportamento não-linear do solo.

Roteiro de Resolução (Estacas Carregadas Lateralmente)

. Estimativa do fator $T = (EI/n_h)^{0.2}$, com n_h conhecido ou adotado;

. Determinação do índice adimensional $Z_{máx} = L/T$. Se $Z_{máx}$ for inferior a 3, o comportamento se aproxima do previsto para estacas "rígidas". Se $Z_{máx}$ for superior a 4, o comportamento se aproxima do previsto para estacas flexíveis";

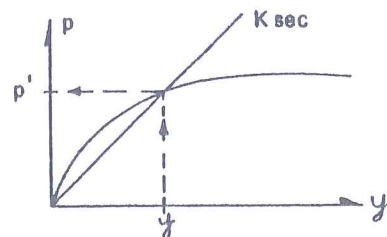
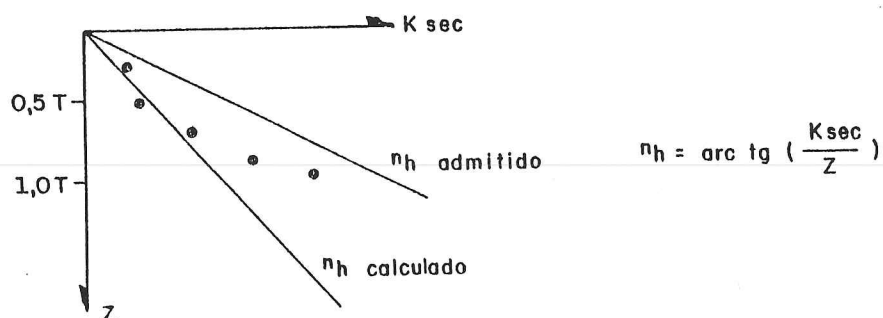
. Utilização dos ábacos das Figuras 3 e 4 para determinação de $y = y(z)$;

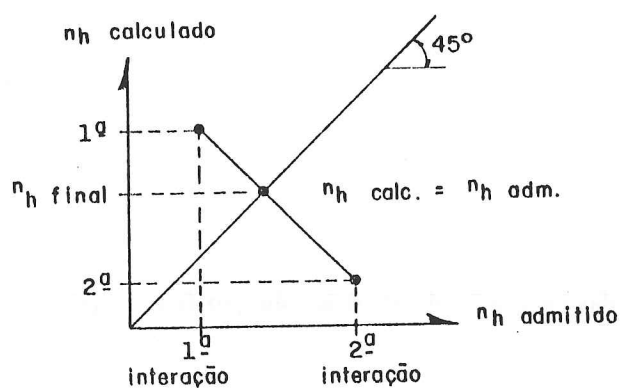
Coeficiente Adimensional	Estaca "Flexível"	Estaca "Rígida"
Profundidade	$Z = z/T$	$h = z/L$
Deslocamentos devidos a esforço horizontal	$A_y = \dfrac{y_a\,E\,I}{H\,T^3}$	$a_y = \dfrac{y_a\,I'\,L}{H}$
Deslocamentos devidos a momento	$B_y = \dfrac{y_b\,E\,I}{M\,T^2}$	$b_y = \dfrac{y_b\,I'\,L^2}{M}$

$I' = n_h\,L$

. Para cada profundidade, tem-se:

$p' = p(y)$

$K_{sec} = p'/y$

. Elabora-se um gráfico de K_{sec} com z (profundidade), dando-se maior peso aos pontos superficiais (é a região superficial que condiciona o comportamento da estaca carregada lateralmente):

. Repete-se este procedimento iterativo pelo menos duas vezes.

. Encontra-se n_h final:

. Com n_h final, calculam-se:

. deslocamento no topo (é usual limitá-lo, por exemplo, a 0,5", isto é, $Y_{topo} \leq 13$ mm);

. rotações

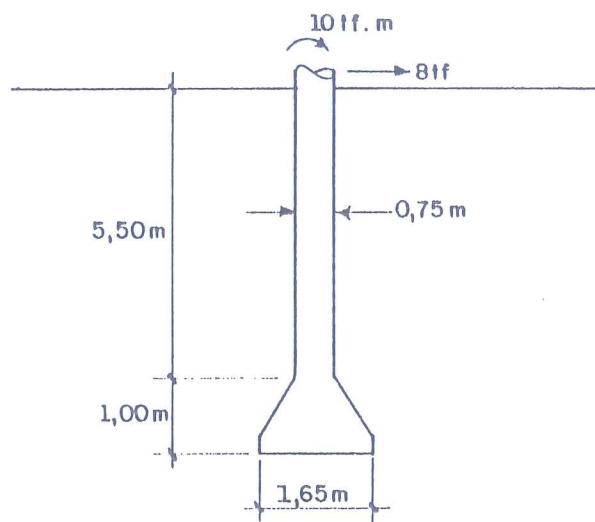
. momentos

. cortantes

. reações do solo

. Se os deslocamentos forem excessivos, deve-se rever o dimensionamento. Para estacas "rígidas" ($Z_{máx} < 3$), é mais eficiente aumentar L do que EI (conforme mostram análises paramétricas). Para estacas flexíveis, é mais eficiente aumentar EI (aumentando-se L, aprofunda-se a estaca em uma região na qual o deslocamento já é desprezível).

Tubulão Curto

Considere-se o segundo tubulão, executado no solo indicado na Figura 1 (areia fina e média, siltosa, pouco argilosa), para o qual valem curvas pd x y da Figura 2.

1ª Iteração:

$n_h = 2\,000$ tf/m^3 (estimado)

$E = 2\,100\,000$ tf/m^2 (concreto)

$I = \pi D^4/64 = 0{,}75^4/64 = 0{,}0155$ m^4

$EI = 32\,550$ tf.m^2

a) Fator T

$T = (EI/n_h)^{0.2} = 1{,}75$ m

b) Índice $Z_{máx}$

$Z_{máx} = L/T = 6{,}5/1{,}75 = 3{,}7 \approx 4$ (*)

$Z_{máx} \geq 4$ tubulão "flexível"

c) Deslocamento no Topo

$$y = \frac{Ay\, HT^3}{EI} + \frac{By\, MT^2}{EI}$$

no topo do tubulão: Ay = 2,50 e By = 1,75

$$y = \frac{2{,}5 \times 8 \times 1{,}75^3}{32\,550} + \frac{1{,}75 \times 10 \times 1{,}75^2}{32\,550}$$

$y = 3{,}3 + 1{,}6 = 4{,}9$ mm

---

* Para este valor obtido de $Z_{máx}$, o tubulão apresenta um comportamento intermediário entre rígido e flexível. Para efeito deste exercício, será adotada a solução correspondente a comportamento flexível, sabendo-se que

d) Curvas pd x y em profundidade

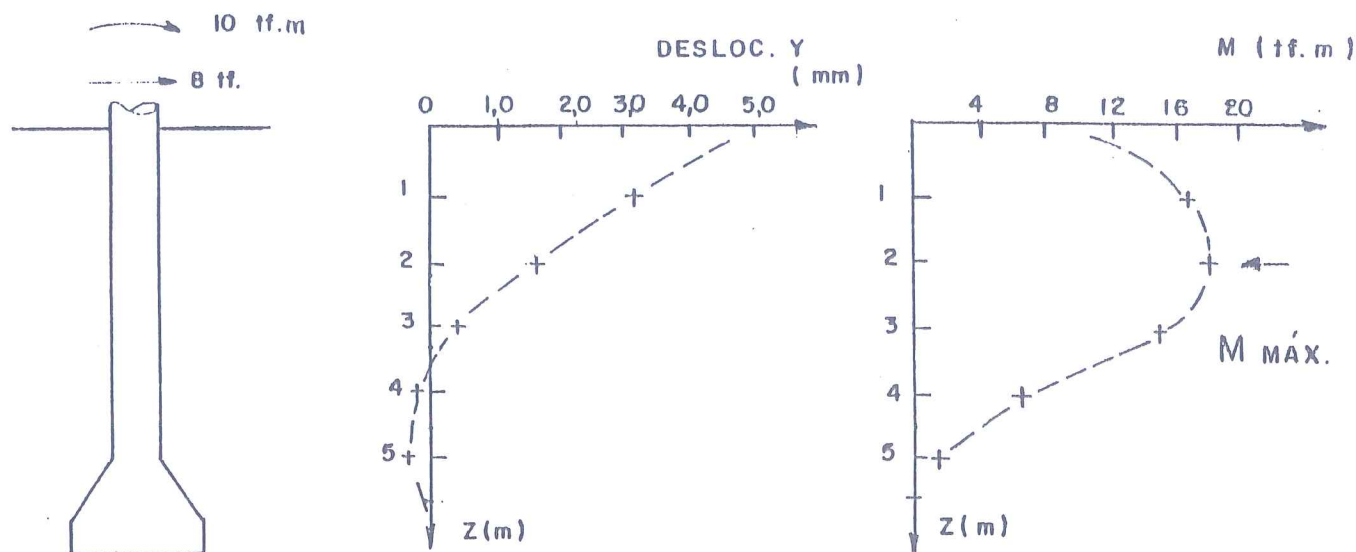
z (m)	Z/T	A_y	B_y	y (mm)	pd (tf.m)	$pd/y = K_h$ (tf/m³)
1	0,56	1,75	1,00	3,3	5,0	2 020
2	1,12	1,00	0,25	1,6	6,0	5 000
3	1,68	0,25	-0,05	0,3	3,0	13 333
4	2,24	0,00	-0,10	-0,1	1,0	13 333
5	2,80	-0,20	-0,10	-0,4	3,5	11 660

n_h final = 1 875 tf/m³

z (m)	Z/T	A_m	B_m	M (tf.m)
0	0,00	0,00	1,00	10,0
1	0,56	0,50	0,95	16,6
2	1,12	0,70	0,80	17,9
3	1,68	0,60	0,50	13,5
4	2,24	0,30	0,20	6,2
5	2,80	0,05	0,05	1,2

$M = A_m HT + B_m Mt = A_m \, 8 \, 1{,}77 + B_m \, 10$

$M = 14{,}16 \, A_m + 10 \, B_m$

Diagramas

O deslocamento máximo ocorre no topo do tubulão, e vale 5,1 mm. O momento máximo ocorre a 2 m de profundidade, e vale 17,9 tf.m. A cortante máxima ocorre no topo do tubulão, e vale 8,0 tf.

Para o dimensionamento estrutural, seria necessário considerar os esforços de momento e cortante citados acima, associados à força normal máxima de 60 tf (de compressão) e também de 40 tf (de tração).

Para tubulões curtos, que quase sempre apresentam comportamento rígido, o processo de cálculo é análogo ao apresentado acima. Porém, em geral os deslocamentos são menores, e a condicionante de projeto é a limitação de tensões aplicadas no solo (reações p), de modo a não ultrapassar a resistência do mesmo.

BIBLIOGRAFIA

MATTLOCK, H.; REESE, L.C. (1960). "Generalized Solutions for Laterally Loaded Piles". ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v.86, SM5.

8ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

São fornecidos quatro perfis anexos referentes a locais com características distintas. Considerando esses perfis, pretende-se fazer uma pré-escolha dos tipos mais adequados de fundações, para os diversos tipos de edificações a seguir relacionados:

Caso 1:

SOBRADO RESIDENCIAL
EXECUTADO COM ESTRUTURA
DE CONCRETO ARMADO

pilar mais carregado: 50 tf (500 kN).
pilar menos carregado: 16 tf (160 kN).
distância média entre pilares: 4 m.

Caso 2:

SOBRADO RESIDENCIAL EXECUTADO SEM
ETRUTURA, COM PAREDES PORTANTES

paredes: 4 tf/m (40 kN/m).
piso do andar térreo: 5 kN/m^2.

Caso 3:

DEPÓSITO DE MERCADORIAS

pilares da estrutura: 40 tf (400 kN).
carga distribuída do piso: 60 kN/m^2.

Caso 4:

EDIFÍCIO DE 12 ANDARES SEM PORÃO

pilar mais carregado: 280 tf (2800 kN).
pilar menos carregado: 80 tf (800 kN).
distância média entre pilares: 4 m.

Caso 5:

EDIFÍCIO DE 25 ANDARES COM 2 PORÕES
(ATÉ COTA -7,0 m)

pilar mais carregado: 800 tf (8000 kN).
pilar menos carregado: 250 tf (2500 kN).
distância média entre pilares: 6 m.

Caso 6:

TANQUE PARA ÓLEO COM 37 m DE
DIÂMETRO E 9 m DE ALTURA

prazo de construção bastante dilatado:
1,5 anos).

Cada caso deverá ser analisado em relação a cada um dos perfis.

Deverá ser estudada inicialmente a possibilidade de executar fundações rasas: sapatas, sapatas corridas

Com relação às fundações rasas, dever-se-á definir os tipos, cotas de apoio e dimensões, estudar a segurança com relação à ruptura (fixar σ_{adm} por ruptura) e estimar recalques totais e diferenciais. Com relação às fundações profundas, deverão ser escolhidos os tipos mais adequados, dimensões, cargas, cotas de apoio e arrasamento.

Observação: Para estabelecer a tensão admissível em primeiro grau de aproximação, sugere-se recorrer a:

1. Tabelas, códigos e normas (vide apostila do Professor Milton Vargas, páginas 81-84).

2. Fórmulas simplificadas (vide apostila do Professor Victor de Mello, páginas 50-51) e correlações (1ª aula de exercícios).

PERFIL DE TERRENO (RUA BOA VISTA, SÃO PAULO - CENTRO) "1"
Z (m)
N_{SPT}
CPT
(EPE)
Rp (kgf/cm²)
"A_T" (kgf)
ATERRO
AREIA GRAN. VAR. GROSSA A FINA PCO. ARGILOSA COM PEDREGULHOS
ARGILA POUCO ARENOSA, AMARELA
AREIA FINA POUCO ARGILOSA
ARGILA ARENOSA
AREIAS MÉDIAS POUCO ARGILOSAS
A
B
C
D
E
N.A.
LAVADO

PERFIL "2" - SÃO PAULO (AV. PAULISTA)
Z (m)
SPT
ARGILA PCO. ARENOSA, POROSA, VERMELHA E MARROM
ARGILA ARENOSA FRIÁVEL, AMARELA
AREIA ARGILOSA DE GRANULOMETRIA VARIADA
N.A.
0
4,0
7,0
8,0
17,4

PERFIL "3" - SANTOS
Z (m)
SPT
0
1,0
N.A.
4
6
9
11
14
17
19
18
AREIA FINA, SILTOSA COM POUCA ARGILA, CINZA CLARA
9,0
9
1
1/40
1/50
1/40
1/35
1
2/40
2
1
2
2
ARGILA MARINHA MÉDIA, ORGÂNICA, CINZA CLARA
LL = 100%
LP = 45%
21,0
12
13
15
11
17
17
18
20
18
16
AREIA FINA SILTOSA E ARGILOSA, CINZA
31,0
3
2
2
3
3
2
3
4
ARGILA MARINHA, SILTOSA, MÉDIA, ORGÂNICA, CINZA ESCURA
39,0
IMPENETR.
ROCHA
PERFIL "4" - CAMPINAS
Z (m)
SPT
0
5
6
13
10
3
11
8
14
15
AREIA FINA ARGILOSA VERMELHA
10,0
20
14
8
18
9
12
6
8
13
15,0
N.A.
AREIA FINA SILTOSA, VERMELHA E CINZA (SOLO RESIDUAL)
18,5
75
80/15
80/15
AREIA FINA SILTOSA VARIEGADA (SOLO RESIDUAL)
21,4

SOLUÇÃO DA 8ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESCOLHA DO TIPO DE FUNDAÇÃO

INTRODUÇÃO

Dispondo da planta de pilares de um edifício, com as respectivas cargas nas fundações, e considerando o perfil do terreno, pretende-se escolher o tipo mais adequado de fundação, e a seguir projetar essa fundação.

Algumas considerações preliminares devem ser apresentadas. Inicialmente faremos uma verificação da ordem de grandeza das cargas que nos foram apresentadas pelo projetista da estrutura. Para tanto, alguns dados são interessantes:

Carga média típica de edifícios: 1,2 tf/m^2/andar (12 kN/m^2/andar)

Cargas típicas de pilares de edifícios de n andares: P_{min} = 10 n (tf) = 100 n (kN)

P_{med} = 20 n (tf) = 200 n (kN)

P_{max} = 30 n (tf) = 300 n (kN)

Esses dados são úteis inclusive no anteprojeto de fundações, antes de conhecidas as cargas nos pilares.

Para fins de escolha do tipo mais conveniente de fundação de uma obra, analisa-se a viabilidade de executar os diversos tipos de fundações em ordem crescente de complexidade e custos, por exemplo:

> Sapatas corridas (comumente chamadas de "alicerces" pelos leigos), sapatas rasas, radiers, sapatas profundas, tubulões a céu aberto (pocinho), estacas (na ordem: brocas, de madeira, tipo Strauss, pré-moldadas de concreto, tipo Franki, estacões escavados mecanicamente, estacas "raiz" e estacas de aço) e, finalmente, tubulões a ar comprimido.

Quando se conclui que determinada fundação é viável técnica e economicamente, torna-se geralmente desnecessário analisar tipos mais complexos de fundações (que certamente serão de custo mais elevado). Evidentemente, ocorrem exceções a essa regra.

Com relativa freqüência, diversos tipos de fundações são igualmente tecnicamente viáveis e então a escolha deverá ser orientada por fatores de custo e prazo. As questões relativas à disponibilidade das várias soluções no local e época considerados, assim como a situação do mercado, deverão sempre ser analisadas nos processos de escolha de fundações.

CONSIDERAÇÕES GERAIS

Conforme foi mencionado na formulação da aula deveremos, para o caso de fundações rasas, estabelecer a tensão admissível do terreno, com relação à fundação prevista. Nunca é demais repetir que não existe uma tensão admissível associada a um dado terremo, mas sim que esta tensão admissível varia em um terreno com a profundidade ou cota de apoio da fundação, com a dimensão da sapata (especialmente em areias) e com os recalques diferenciais específicos aceitáveis pela superestrutura, além de outros fatores de menos importância (como o tempo de construção).

Feitas essas considerações podemos passar a analisar tabelas e fórmulas simplificadas, que são usadas para cálculos em primeiro grau de aproximação.

Vargas (1982) cita várias tabelas de normas e códigos para estabelecer o σ_{adm} em função do tipo de solo (em função apenas de uma adjetivação como por exemplo na norma DIN-1054 ou em função da resistência à penetração IPT (em desuso) ou SPT, como as tabelas do IPT ou de Terzaghi-Peck).

Mello (1975a) cita as fórmulas simplificadas de Terzaghi:

. em solos puramente coesivos (argilas saturadas carregadas sem drenagem):

$\sigma_{rupt} \approx 6c$ para sapatas isoladas e $\sigma_{rupt} \approx 4c$ para sapatas corridas.

. para solos puramente não coesivos (areias):

$$\sigma_{rupt} = R\,(2\,N_{\varnothing}^2 - 1)$$

$$N_{\varnothing} = \frac{(1 + sen\varnothing)}{(1 - sen\varnothing)}$$

Para determinar c das argilas ou ø das areias o autor cita correlações empíricas (vide 1ª aula de exercícios) com SPT. Para argilas $c = R_c/2$ e $R_c = SPT/n$, onde $n = 6$ a 10 para solos de São Paulo e $n = 3$ para solos de Santos (mais sensíveis). Para areias puras $\varnothing = f(SPT, \sigma_{efetiva})$, conforme ábaco apresentado na página 16 da sua apostila.

Para uma primeira estimativa, em nível de escolha e anteprojeto, a maioria dos especialistas em fundações têm "formuletas de bolso", práticas para primeiras estimativas. Por exemplo, Mello (1975b) cita: $\sigma_{dm} = N_{SPT}^{0.5} - 1$ (kgf/cm^2). A fórmula mais comum entre os projetistas de São Paulo é $\sigma_{adm} = N_{SPT}/5$ (kgf/cm^2).

Uma vez realizado um pré-dimensionamento de uma fundação rasa em termos de σ_{adm} (função de segurança contra ruptura, por exemplo $\sigma_{adm} = \sigma_{rupt}/3$), impõe-se a verificação de recalques. É usual, para fins de cálculo, subdividir os recalques em rasos (diretos) ou profundos (por adensamento), sendo estes últimos apenas considerados quando ocorrem camadas de argilas compressíveis, como no perfil 3.

Os recalques diretos produzidos pelo bulbo de tensões da própria sapata podem ser estimados pela teoria da Elasticidade com as fórmulas citadas em Vargas, sendo então necessário estimar o valor do módulo de elasticidade (E) ou utilizar dados de provas de carga (1ª aula de exercícios).

O valor do coeficiente de reação de placa (K_S) pode ser estimado a partir do SPT (correlações um tanto grosseiras pois relacionam dados de fenômenos diferentes: resistência e deformabilidade), conforme Mello (1975b):

. $K_S = a\, N_{SPT}$ (tf/m^2/cm), com $1{,}7 \leq a \leq 5$. Em média a = 3 para argilas (placa de 0,8 m de diâmetro).

. $K_S = 1{,}4\,(N_{SPT} - 3)$ para areias (Terzaghi).

. $K_S = 2{,}1\,(N_{SPT} - 3)$ para areias (Meyerhoff), (placa de 1"x1").

. Mello cita ainda uma correlação para areias argilosas submersas de São Paulo:
$K_S = -24 + 9{,}2\, N_{SPT} \pm 40\%$, para $3 \leq SPT \leq 13$.

Para extrapolar os recalques da sapata de largura B em função da placa de largura b temos que, para as argilas:

$$\frac{r_B}{r_b} = \frac{B}{b}$$

e para areias:

$$r_B = \alpha \left(\frac{2B}{(B + 0{,}3)}\right)^2 \times \frac{r_b}{2{,}1}$$

com B em pés e $0{,}75 \leq \alpha \leq 7{,}5$ para a placa de 0,8 m de diâmetro (Terzaghi cita esta fórmula com $\alpha = 1$).

Para areias, os melhores processos de cálculo de recalques são aqueles a partir do ensaio de penetração do cone (CPT ou Deepsounding), processos de Buisman e Schmertmann, conforme Mello (1975b).

Os recalques por adensamento (profundos) serão estimados a partir da teoria de adensamento de Terzaghi, já não mais para cada sapata isolada, a não ser em casos muito especiais, mas para o prédio como um todo. Inicialmente deverão ser estimadas as tensões transmitidas ao centro da camada compressível utilizando-se, por exemplo, ábacos de Newmark ou Westergaard. Quando não há dados de ensaios de laboratório disponíveis, pode-se estimar as características da camada argilosa por correlações (vide 1ª aula de exercícios), como por exemplo:

$C_c = 0{,}009\,(LL - 10\%)$ (Terzaghi)

$\frac{c}{p_a} = 0{,}115 + 0{,}0034\, IP$ (Skempton)

que deverão ser posteriormente confirmadas na fase de projeto executivo, no caso por ensaios edométricos. Referências: Vargas (1982), Mello (1975c), inclusive com citação de correlações específicas para solos brasileiros obtidas por Cozzolino, Pinto e Massad.

utilizando dados mais confiáveis de resistência de solos (c e ø de ensaios triaxiais, por exemplo), aplicados a fórmulas mais completas de capacidade de carga.

Quando o porte da obra o permite, convém realizar alguns ensaios in situ como o CPT, provas de carga em placas ou estacas (conforme a fundação escolhida) etc..

SOLUÇÕES PARA OS PROBLEMAS PROPOSTOS

Perfil 1 (Rua Boa Vista - São Paulo, Centro)

a) Sobrado com estrutura de concreto

Para sapatas diretas poderemos estimar σ_{adm} a 1 m de profundidade. Com SPT de 3 a 4 no aterro compactado, teremos:

Norma DIN: 1 kgf/cm^2 (100 kN/m^2) (lembrar que SPT varia muito de país para país em função de diversidade de procedimentos)

Norma ABMS: exige dados suplementares

Terzaghi-Peck: $\sigma_{adm} = \pm$ 0,8 kgf/cm^2 (80 kN/m^2)

Fórmula simplificada sugerida por Mello:

$\sigma_{adm} = N_{SPT}^{0,5} - 1$ (kgf/cm^2) = 0,7 a 1,0 kgf/cm^2 (70 a 100 kN/m^2)

Fórmula prática: σ_{adm} = SPT/5 (kgf/cm^2) = 0,6 a 0,8 kgf/cm^2 (60 a 80 kN/m^2)

Admitindo σ_{adm} = 0,8 kgf/cm^2 (80 kN/m^2) teremos uma ocupação média da área de projeção ou planta:

$$\frac{12{,}0\ \text{kN/m}^2\text{/andar} \times 2\ \text{andares}}{80\ \text{kN/m}^2} \times 100\% = 30\%$$

que é uma ocupação média relativamente baixa. As sapatas resultam:

$P_{máx}$ = 500 kN; A_{nec} = 500/80 = 6,2 m^2; B = 2,50 m

$P_{mín}$ = 160 kN; A_{nec} = 160/80 = 2,0 m^2; B = 1,40 m

verificar recalques. Nesse caso (edifício pequeno, pequenas cargas) os recalques por adensamento nas camadas de argila entre 5,4 e 11,5 e entre 16,6 e 18,7 m serão desprezíveis. Verificaremos apenas recalques diretos.

Admitindo $K_s = 3\,SPT = 10\ tf/m^2/cm$ de recalque teremos:

$$P_{máx}:\ B = 2{,}50\ m\ \text{e}\ r_{máx} = \frac{\sigma}{K_s} \times \frac{B}{b} = \frac{8 \times 2{,}50}{10 \times 0{,}8} = 2{,}5\ cm$$

$$P_{mín}:\ B = 1{,}40\ m\ \text{e}\ r_{mín} = \frac{\sigma}{K_s} \times \frac{B}{b} = \frac{8 \times 1{,}40}{10 \times 0{,}8} = 1{,}4\ cm$$

O recalque diferencial será de 1,1 cm (2,5 - 1,4) e o recalque diferencial específico será de 1,1cm/4m, aproximadamente 1:300, o que está próximo ao limite aceitável para estruturas de concreto armado, já que recalques superiores a 1:300 provocam início de trincamento das alvenarias, conforme Bjerrum e Skempton citados por Vargas (1982), Mello (1975a) e tabela da 3ª aula de exercícios.

Uma alternativa para evitar recalques dessa ordem seria aprofundar a cota de apoio das sapatas até a cota -4 m ou utilizar tubulões a céu aberto, simples pocinhos até a cota -4 m, preenchidos com concreto simples. Na cota -4 m teremos uma tensão admissível da ordem de 100 a 200 kN/m^2 (considerando a resistência da argila da camada B porém com a carga já um tanto redistribuída pela areia compactada da camada A), perfeitamente aceitável para execução de sapata profunda (pouco usual) ou tubulão pocinho.

Outra alternativa viável é a utilização de brocas. O baixo limite de cargas usualmente considerado para brocas se deve à desconfiança em relação à sua execução, e tendo em vista que nos solos porosos superficiais da região de São Paulo ou quando há NA a pequenas profundidades, não se atingem as profundidades necessárias para se aproveitar melhor a sua capacidade de carga portante como coluna. Assim, os limites de carga de 4, 6 e 8 tf (40, 60 e 80 kN), citados por Mello (1975a), para as brocas de 20, 25 e 30 cm de diâmetro respectivamente, podem ser consideravelmente aumentados para 8, 15 e 20 tf no caso de uma boa execução e profundidade adequada. No caso do nosso sobrado, com brocas de 10 tf até a cota -4,5 m, teríamos blocos de no máximo 5 e no mínimo 2 brocas, o que é bem razoável.

Para o sobrado seriam ainda viáveis estacas de pequeno porte (pré-moldadas de concreto ou Strauss) porém com alguns cuidados especiais devido à camada A (areia compacta). O custo certamente será um tanto mais elevado do que as alternativas anteriores.

b) Sobrado com estrutura convencional mas com paredes portantes

Esse sistema de construção, muito comum, era até poucos anos usado quase que exclusivamente na construção de residências e até pequenos edifícios de 3 a 5 andares (típicos na Europa há mais de dois séculos e portanto anteriores ao uso do concreto armado). Entre nós esse tipo de construção é o mais

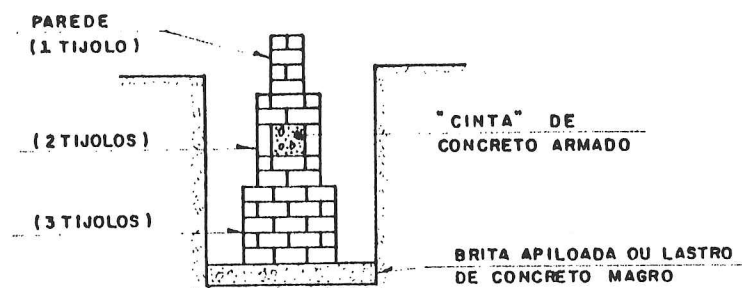
comum para casas térreas e sobrados, não sendo no entanto atualmente usado para edificações maiores. Mesmo para residências, quando de luxo, têm sido usadas com freqüência crescente estruturas de concreto e paredes de fechamento. Isso se deve a diversos motivos, por exemplo: acabamentos de luxo exigem minimizar movimentos e recalques que possam provocar trincas e fissuras; motivos psicológicos tais como "achar mais resistente e seguro" o concreto armado; utilização de terrenos piores, que necessitam fundações por estacas e são portanto mais adequados à solução por estrutura de concreto armado devido à concentração de cargas; e outros.

Cargas típicas sobre paredes são, levando em consideração o peso próprio das paredes (1 tijolo = 400 kgf/m^2, 1/2 tijolo = 240 kgf/m^2), carga das lajes (piso do primeiro andar nos sobrados = 350 a 500 kgf/m^2, incluindo peso próprio e carga útil), cargas de trabalho e lajes de cobertura (= 150 a 250 kgf/m^2) ou forros, da seguinte ordem de grandeza:

sobrados: 4 tf/m (40 kN/m) de parede

casas térreas: 2 tf/m (20 kN/m) de parede

Isso para construções habituais onde o piso do andar térreo não é laje armada, descarregando diretamente sobre o terreno.

Nesses casos existem tensões admissíveis mínimas que o solo deve suportar, para que sejam exeqüíveis os alicerces comuns, conforme figura:

Observe-se que, para sobrados, é conveniente a distribuição sobre o solo através da largura de três tijolos (60 cm), mas tem sido usada também a largura de apenas dois tijolos (40 cm).

Neste caso obtém-se no solo uma tensão aplicada de:

para 3 tijolos: $\sigma_s = \frac{P}{b} = \frac{40\ kN/m}{0,6\ m} = 70\ kN/m^2$

Devemos ter $\sigma_{adm} \geq \sigma_s$.

No nosso caso, mesmo a camada superficial de aterro suporta esta carga. A solução poderá pois ser adotada. A verificação de recalques se torna mais difícil exigindo entre outros a planta da construção. Nota-se que esta solução implica considerável economia no projeto (ausência de pilares, de maioria das vigas, das sapatas de concreto armado etc.). Como nesse caso as cargas já estão distribuídas (paredes portantes) e não concentradas (pilares), as demais soluções que concentram as cargas (em sapatas ou blocos de estacas) são, em princípio, menos recomendáveis, pois necessitam estrutura de concreto armado adicional (encarecimento da obra).

c) Depósito de mercadorias

Como já vimos, para o solo superficial teremos uma tensão admissível da ordem de 80 kN/m², suficiente para que se possa executar o piso diretamente sobre o terreno. Já os pilares da estrutura, com 400 kN, apresentam, da mesma forma que os pilares do sobrado, alguns problemas. No entanto, se recalques não forem condicionantes (depósitos não costumam ter acabamentos luxuosos que não possam sofrer pequenos recalques, além de os pilares terem cargas semelhantes e os recalques diferenciais serem portanto pequenos), poderemos executar fundações diretas também para os pilares:

$$A_{nec} = \frac{400}{80} = 5\ m^2;\ B = 2{,}25\ m;\ r = \frac{80 \times 2{,}25}{100 \times 0{,}80} = 2{,}3\ cm$$

As alternativas são tubulão pocinho, bloco com brocas ou estacas (pré-moldadas de concreto ou Strauss), no caso de os recalques previstos serem indesejáveis, o que, em princípio, nada faz supor.

d) Edifício com 12 andares sem porão

Considerando as cargas dos pilares (800 a 2800 kN), vemos de imediato que não é possível a utilização de fundação rasa (a tensão média aplicada pelo prédio é de 12 x 12 = 144 kN/m², maior que a tensão admissível calculada anteriormente, o que inviabiliza a utilização de um radier).

Um tubulão pocinho de apenas 4 m de profundidade, admitindo a tensão de 250 kN/m², teria que ter, para suportar o pilar de máxima carga:

$$A_{nec} = \frac{2800}{250} = 11{,}2\ m^2;\ D = 3{,}8\ m$$

Para uma distância média entre pilares da ordem de 4 m, nota-se não ser esta uma boa opção.

Teríamos pois que aprofundar os tubulões até uma cota inferior, em que pudéssemos contar com terreno

mais resistente para apoio ou então com suficiente acréscimo de capacidade de suporte por atrito lateral. Na cota -11,5 deveremos ter essa situação, pois com N_{SPT} = 10 poderíamos estimar a tensão admissível em $\sigma_{adm} \approx 2\ N_{SPT}/5 = 4\ kgf/m^2 = 400\ kN/m^2$. Por se tratar de fundação profunda, poderemos aumentar a tensão admissível até no máximo dobrá-la com relação ao valor à superfície, conforme citado em Vargas (1982). Daí o fato de termos utilizado $\sigma_{adm\ prof} = 2\ \sigma_{adm\ sup}$.

Nesse caso, o tubulão do pilar mais carregado teria que ter:

$$A_{nec} = \frac{2800}{400} = 7{,}0\ m^2;\ D = 3{,}0\ m,$$

o que já pode ser obtido alargando-se a base de um tubulão cujo fuste seja da ordem de 1 m. Note-se que a rigor, a ruptura deve ser verificada para o tubulão de menor carga (e menor diâmetro!).

O uso de estacas pré-moldadas de concreto ou do tipo Strauss seria uma alternativa viável, provavelmente compatível em custos e principalmente no prazo. Novamente teríamos problemas de cravação na camada A (areia compacta), que poderiam ser solucionados com pré-perfuração até a cota -5,5 m. Utilizar-se-iam estacas pré-moldadas de ϕ = 35 cm ou ϕ = 40 cm (550 ou 700 kN), ou Strauss de ϕ = 45 cm (650 kN), de tal forma que em média os blocos fiquem com 3 a 4 estacas. O comprimento poderia ser estimado utilizando a relação empírica que dá o comprimento de estacas em função da somatória dos SPT, de metro em metro, e da tensão de trabalho no concreto da estaca:

$\Sigma\ N_{SPT} = 1{,}5\ \sigma_c$ (em kgf/cm^2) para estacas de atrito + ponta

$N_{SPT} = 0{,}5\ \sigma_c$ (em kgf/cm^2) para estacas de ponta

No caso, para estacas pré-moldadas:

$\sigma_c = 50\ kgf/cm^2$, logo $\Sigma\ N_{SPT} = 75$,

isto é, estacas até a cota -14 m (desprezando a areia compacta), enquanto para as Strauss:

$\sigma_c = 40\ kgf/cm^2$, logo $\Sigma\ N_{SPT} = 60$,

portanto, até a cota -12 m aproximadamente.

A opção de tubulões a céu aberto ou estacas seria feita em função de custos, prazos e existência ou não de prédios vizinhos sujeitos a danos pela vibração, no caso de cravação de estacas pré-moldadas.

É interessante observar que se o prédio tivesse porões, poder-se-ia utilizar fundações diretas em cotas

e) Prédio com 25 andares

Com 1,2 kN/m^2 por andar de carregamento médio teremos uma pressão média de 300 kN/m^2 sobre o terreno. Para a utilização de sapatas diretas deve-se ter que $\sigma_{adm} \geq 1{,}5\ p$, para que a área ocupada por sapatas seja inferior a 2/3 da área total, pois do contrário a área fica muito "congestionada", sendo muito difícil dispor as sapatas, e então torna-se necessário utilizar o radier.

Para sapatas teríamos que ter σ_{adm} = 450 kN/m^2, o que não é possível nas camadas próximas ao piso do segundo subsolo, impedindo o uso dessa solução. Devido à magnitude das cargas são eliminadas soluções do tipo brocas, estacas pré-moldadas comuns ou tipo Strauss, tubulão pocinho. Com estacas pré-moldadas comuns teríamos que usar para o pilar mais carregado 8 estacas de 100 tf (1000 kN), o que se procura evitar usualmente.

Restam as alternativas de estacas tipo Franki, radier na cota -8 m, tubulões a ar comprimido até a cota -18,7 m e estacões escavados mecanicamente até cotas -19 a -21 m, além de estacas pré-moldadas de grande porte (de uso mais restrito pelo reduzido número de fabricantes e problemas de transporte e cravação).

A primeira e a última dessas soluções são viáveis (estacas de até 250 tf =2 500 kN) desde que a grande vibração que provocam não afete edifícios vizinhos.

Os estacões escavados mecanicamente com uso de lama bentonítica e as estacas barretes (processo derivado das paredes diafragama) têm sido cada vez mais utilizados em nosso meio devido às elevadas cargas que podem atingir, à minimização de efeitos danosos sobre vizinhos e às grandes profundidades alcançadas. O seu custo elevado e o ainda reduzido número de empresas executantes são suas maiores restrições.

Também o uso de tubulões pneumáticos até a cota -19 m, aproximadamente, seria tecnicamente viável. A escolha final seria feita pois entre essas quatro últimas soluções, em função de custos e prazos envolvidos, exigindo um estudo bem aprofundado, seja no que se refere ao terreno (mais investigações geotécnicas), seja envolvendo consultas a empresas executoras dos diversos tipos de fundações, estudo justificado devido ao elevado custo da obra.

f) Tanque para óleo

O tanque aplicará 9 X 0,8 = 7,2 tf/m^2 = 72 kN/m^2 de carga útil, além do peso próprio do tanque. Deveremos ter portanto uma carga total da ordem de 80 a 90 kN/m^2, praticamente igual à tensão admissível a pequenas profundidades (1 a 2 m). Como a construção é lenta, pode-se utilizar pré-carregamento ou enchimento lento do tanque para minimizar os efeitos dos recalques.

A alternativa de usar fundações profundas deve ser evitada sempre que possível quando a carga já é distribuída (silos, tanques, pisos etc.), ao contrário do caso de cargas já naturalmente concentradas (edifícios

Perfil 2 (São Paulo - Espigão Central)

a) Sobrado com estrutura

Na camada de argila porosa superficial só podemos utilizar tensões admissíveis muito baixas (da ordem de 50 kN/m^2), e mesmo assim poderá haver problemas de recalques por encharcamento (solos colapsíveis).

A solução mais simples que é bastante conveniente seria o uso de brocas até a cota -7 m, com cargas usuais (100 kN para brocas com ø = 30 cm).

Assim, não convém utilizar fundação direta rasa. Poder-se-á, ainda, optar por tubulões a céu aberto até a cota -7 m com tensão nominal da ordem de 200 a 300 kN/m^2. Como a escavação seria só em solos argilosos, poderia ser executada sem escoramento, o que simplifica o trabalho. A utilização de estacas também é viável, tanto do tipo Strauss quanto pré-moldadas de concreto. Estimando seu comprimento em 12 m, nota-se que terão que ir até 4 m abaixo do NA, o que acarreta problemas no caso das estacas tipo Strauss, que precisam ser executadas muito conscienciosamente e sob fiscalização rigorosa. Caso a areia se mostre pouco argilosa, de modo a não apresentar coesão suficiente para evitar carreamento de material pela ponta da estaca, dever-se-á evitar o uso de estacas Strauss.

b) Sobrado sem estrutura

Nesse caso a alternativa a adotar será aprofundar os alicerces até cerca de 2 a 3 m de profundidade ou executá-los sobre brocas espaçadas de cerca de 2 a 3 m, com 6 m de profundidade, até a cota -7 m (não é possível executar brocas abaixo do NA).

c) Depósito de mercadorias

A tensão admissível é da ordem de grandeza da carga aplicada pelo piso. Se recalques não forem condicionantes, o piso deverá ser executado diretamente sobre o solo. Esse piso terá que ser flexível (pavimento asfáltico, lajotas, blokret, ou laje com juntas), caso contrário poderá trincar severamente. Em geral, depósitos podem ter pisos com recalques elevados (da ordem de 10 cm) sem conseqüências danosas, a não ser em casos especiais em que haja maquinária, tráfego pesado etc.. Os pilares do depósito deverão ser executados, como já vimos para os do sobrado, por tubulões a céu aberto, estacas Strauss ou estacas pré-moldadas. Brocas poderiam ser utilizadas porém com reduzida capacidade de carga devido ao comprimento limitado. Estacas de madeira não devem ser utilizadas acima do NA e soluções como estacas de aço, Franki e tubulões mais profundos não são exigidas pelas pequenas cargas dos pilares.

d) Edifício de 12 andares

Para os pilares com 800 a 2800 kN não é exeqüível a fundação direta rasa. Tubulões só são razoáveis desde que possam trabalhar com tensões nominais acima de 400 kN/m^2 para que o $P_{máx}$ fique com base de diâmetro ≤ 3 m, o que não ocorre antes de 10 a 12 m (e aí, só mesmo devido ao efeito de atrito lateral); assim seria necessário utilizar tubulões a ar comprimido, processo que não compete economicamente com estacas cravadas ou perfuradas de pequeno diâmetro e que são utilizadas neste caso.

Portanto, a solução adequada a esse caso será certamente o uso de estacas pré-moldadas de concreto ou tipo Strauss (ressalvadas as recomendações já feitas no item anterior para essas últimas). Os diâmetros de estacas são os mesmos já fornecidos no perfil anterior para o mesmo edifício.

Brocas são inviáveis pela pequena capacidade de carga, enquanto estacas de aço, Franki, estacões e tubulões a ar comprimido, se bem que tecnicamente viáveis, são anti-econômicos perante as cargas do edifício.

e) Edifício de 25 andares

Fundações diretas rasas, brocas, estacas de madeira, pré-moldadas usuais e Strauss estão fora de cogitação devido às altas cargas dos pilares e pequena capacidade de suporte das camadas superficiais (conforme já visto por ocasião do perfil anterior).

As alternativas viáveis seriam tubulões a ar comprimido, estacas Franki, estacões escavados mecanicamente e pré-moldadas de grande porte. Como o prédio tem dois porões, a cota de arrasamento das estacas seria -8 m e a partir daí estacas Franki e pré-moldadas teriam da ordem de 10 m de comprimento, estacas escavadas mecanicamente e perfis metálicos da ordem de 14 a 16 m, e tubulões a ar comprimido, cerca de 10 m.

Note-se que o perfil disponível é "curto", isto é, as sondagens teriam que ser aprofundadas nesse caso, fornecendo pelo menos mais 5 a 6 m do perfil do terreno.

Para a escavação dos porões será necessário escorar as paredes e para isso deverão ser usados perfis de aço com pranchões de madeira, ou como alternativa, paredes diafragmas de concreto armado que já funcionarão como fundação dos pilares de borda.

Novamente, pelo porte da obra, justificar-se-iam estudos e investigações bem mais detalhados.

f) Tanque de óleo

Como já vimos, o ideal é utilizar fundação direta. Sendo o solo superficial muito compressível sugere-se a retirada dos 3 a 4 m superficiais com re-compactação do mesmo solo (estes solos porosos, quando bem compactados, dão aterros de excelente qualidade). Pré-carregamento é outra solução viável. Deve-se no entanto analisar também a alternativa de fundação por estacas pré-moldadas ou Strauss, que pode ser mais econômica.

Perfil 3 (Santos)

Note-se que o perfil do subsolo da região de Santos apresenta duas camadas de argila marinha muito compressíveis, confinadas entre as cotas -9 m a -21 m e -31 m a -39 m. Quaisquer soluções por fundação rasa estarão sujeitas a recalques elevados por adensamento dessas camadas. A execução de fundações até a segunda camada de areia não resolve esse problema, apenas o atenua.

a) Sobrado

Seja com ou sem estrutura, a única solução possível é por fundação direta rasa. Na cota -1 m aparece o NA e além disso, não é conveniente aprofundar mais o apoio das sapatas para não se aproximar demais da camada de argila (no extremo, uma sapata na cota -7 m ou - 8 m, poderia provocar uma ruptura "para dentro" da argila). A tensão admissível poderia ser da ordem de 200 kN/m^2, mas no caso do sobrado bastaria σ_{adm} = 100 kN/m^2.

b) Depósito de mercadorias

Fundação direta, tanto para o piso quanto para os pilares, na cota -1 m. Deverão ocorrer interferências dos bulbos de pressão das estacas e dos pisos.

Estimemos os recalques por adensamento.

Características da camada compressível:

$H = 1200$ cm

$C_c = 0{,}009\ (LL - 10) = 0{,}009\ (100 - 10) = 0{,}8$ (correlação de Terzaghi)

Por índices físicos, admitindo para este solo $h \approx LL$ e $\delta = 26\ kN/m^3$, vem:

$h = \frac{S\,e\,\gamma_a}{\delta}$, logo $e = 2{,}6$

Com $\gamma = 15\ kN/m^3$, vem que $\sigma_0 = \Sigma\ (\gamma z)_{efet}$. Portanto, no centro da camada de argila:

$\sigma_0 = 19 \times 1{,}0 + 9 \times 8{,}0 + 5 \times 6{,}0 = 121\ kN/m^2$

Admitindo $\delta\sigma = 60\ kN/m^2$ (sobrecarga de grande extensão) com:

δe ...

$$\delta c = C_c \log \frac{\sigma_0 + \delta\sigma}{\sigma_0}$$

Substituindo-se vem:

$$r_1 = \frac{0,8 \times 1200}{1 + 2,6} \log \frac{121 + 60}{121} = 47 \text{ cm}$$

Na camada inferior os recalques já seriam bem menores. Simplificando, vem:

$$\sigma_0 = 19 \times 1,0 + 9 \times 8,0 + 5 \times 12,0 + 0 \times 10,0 + 5 \times 4,0 = 261 \text{ kN/m}^3$$

$$r_2 = \frac{0,8 \times 800}{1 + 2,6} \log \frac{261 + 60}{261} = 16 \text{ cm}$$

$$r_{tot} = r_1 + r_2 = 63 \text{ cm}$$

Se um recalque total dessa ordem for excessivo para o piso, a única alternativa é utilizar estacas pré-moldadas até a segunda camada de areia ou estacas de aço até a rocha (solução caríssima).

No caso de se usarem estacas até a segunda camada de areia (ponta na cota -23 m aproximadamente), os recalques seriam da ordem de 16 cm no centro do depósito, substancialmente menores, porém ainda de certa monta. Além disso, convém notar que para atravessar a primeira camada as estacas teriam que ser cravadas com auxílio de pré-furação, no caso de pré-moldadas. Para chegar até a rocha poderíamos utilizar somente estacas de aço ou estacas raiz, pois quaisquer outras não atravessam a segunda camada de areia. Essas soluções são tão caras que podem ser apenas cogitadas para obras de porte bem superior.

c) Edifício de 12 andares

Com pressão média aplicada no terreno da ordem de 12 X 12 = 144 kN/m^2 seria necessária σ_{adm} = 250 kN/m^2 (cerca de 1,5 X $\sigma_{méd}$) para tornar viável o uso de sapatas diretas.

Utilizando a fórmula simplificada de Terzaghi para capacidade de carga de areia teríamos, estimando $\varnothing$ = 38^{o} (ábaco de Mello, 1975a):

$$N_\varnothing = \frac{1 + 0,62}{1 - 0,62} = 4,2$$

e portanto:

Com σ_{adm} = 300 kN/m^2 teríamos um coeficiente de segurança aproximadamente 4 e o projeto de fundações por sapatas seria viável.

Os recalques por adensamento são consideráveis (vide cálculo do caso anterior, por exemplo) e para evitar problemas na estrutura deverá ser projetado um enrijecimento considerável desta, em nível das sapatas (vigas baldrames pesadas e fortemente armadas). As alternativas de fundação por estacas pré-moldadas até a segunda camada de areia ou de estacas de aço ou estacas raiz até a rocha podem ser analisadas, porém o seu custo (pelo menos das últimas soluções) devem impedir sua adoção. Importante notar a influência sobre prédios vizinhos. Quando um edifício é construído ao lado de um já existente, em um perfil como o 3, fatalmente surgirão recalques no edifício mais antigo e, o que é pior, recalques não homogêneos (maiores ao lado da nova construção), provocando ligeiro tombamento, o que costuma afetar os elevadores, acabamento ou até a estrutura. Há vários casos de edifícios importantes nesta região, que necessitaram de custosos reforços nas fundações.

d) Edifício de 25 andares com 2 porões

Inicialmente devemos notar que a execução dos dois porões retira a maior parte da camada de areia, impedindo qualquer solução por fundação superficial.

Devido às grandes cargas dos pilares, estacas apoiadas na camada inferior de areia são inadequadas. Restam apenas soluções por estacas profundas até a rocha (de aço, escavadas mecanicamente ou tipo raiz). Para um prédio desse porte também o preço dessas fundações já não seria tão elevado, diluindo-se no custo global. Outro problema que surge e deve ser resolvido é o da escavação na areia abaixo do NA. Num caso como esse a única solução tecnicamente viável seria um rebaixamento do lençol d'água durante a execução dos porões. Além disso, o piso e as paredes dos porões devem ser dimensionados para suportar as subpressões de água (elevadas, da ordem de 6 m.c.a.). Todas as dificuldades levantadas (e os altos custos envolvidos) fizeram com que nas regiões onde o subsolo é semelhante ao do perfil 3 (orla marítima de Santos e São Vicente) praticamente inexistam prédios com mais de 15 a 16 andares e com mais de 1 porão.

e) Tanque de óleo

Fundação direta na cota -1 m. Estrutura suficientemente flexível para suportar os recalques por adensamento. Pré-carregamento é solução admissível se houver disponibilidade de prazo para tal.

Perfil 4 (Campinas)

a) Sobrado

Fundação direta a -1 m de profundidade no caso de ser estruturado (σ_{adm} = 150 a 200 kN/m^2) e também no caso de paredes portantes (sapata corrida a 80 cm de profundidade, com largura preferencialmente de 3 tijolos).

Notar que a ocorrência de SPT = 3 a 5 m de profundidade é um "fato isolado", provavelmente decorrente de uma heterogeneidade local, comum em solos saprolíticos e que não representa a média da camada.

b) Depósito de mercadorias

Fundações diretas a 1 m de profundidade, tanto para os pilares quanto para o piso.

c) Edifício de 12 andares

Fundações diretas a cerca de 2 m de profundidade com tensão de trabalho da ordem de 250 kN/m^2. Alternativa economicamente mais vantajosa deveria ser o emprego de tubulões a céu aberto (pocinhos) que eliminam a necessidade de concreto armado e permitem usar tensões admissíveis da ordem de 400 a 450 kN/m^2 a 8 m de profundidade.

d) Edifício de 25 andares

Devido ao alívio decorrente da escavação dos porões teremos possibilidade de uso de fundação direta na cota -9 m, com σ_{adm} da ordem de 450 kN/m^2.

Um pequeno programa de ensaios adicionais (adensamento, CPT, triaxiais) seria justificado para melhorar a estimativa de recalques e eventual reconsideração do valor acima citado para a tensão de trabalho.

Recalques deverão ser condicionantes na escolha do tipo de fundação, já que ruptura não deverá ocorrer, uma vez que as sapatas serão grandes (σ_r aumenta com a dimensão das sapatas em solos arenosos).

Execução do ensaio CPT deverá dar subsídios para escolha dos módulos de deformabilidade a serem usados no cálculo dos recalques (por exemplo, pelo processo de Schmertmann).

Prova de carga sobre placa seria bastante recomendável, porém seu custo é elevado. Além disso, teria que ser feita após a escavação do terreno ou em poço escavado.

Num caso como este, seria interessante acompanhar o comportamento do edifício nos primeiros anos, por

nivelamento de precisão). Vários prédios, tanto em São Paulo quanto em outras cidades, são controlados dessa maneira.

c) Tanque de óleo

Solução mais indicada: fundação direta apoiada a pequena profundidade, à semelhança dos casos anteriores.

BIBLIOGRAFIA

DE MELLO, V.F.B. (1975a). "Fundações e Elementos Estruturais Enterrados". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

DE MELLO, V.F.B. (1975b). "Deformações como Base Fundamental de Escolha de Fundações". Revista Geotecnia, nº 12, fevereiro-março, Portugal.

DE MELLO, V.F.B. (1975c). "Mecânica dos Solos". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

VARGAS, M. (1978). "Mecânica dos Solos". Editado por McGraw-Hill do Brasil e EDUSP.

VARGAS, M. (1982). "Fundações de Edifícios". Apostila de apoio às aulas, Grêmio Politécnico, EPUSP.

9ª AULA DE EXERCÍCIOS

EMPUXOS DE TERRA

1. Determinar a relação entre as tensões principais maior e menor na ruptura de solos, cuja envoltória de resistência (em tensões efetivas) seja dada por uma equação do tipo:

   a) $s = \bar{\sigma}\ tg\ \varnothing'$ ou

   b) $s = c' + \bar{\sigma}\ tg\ \varnothing'$

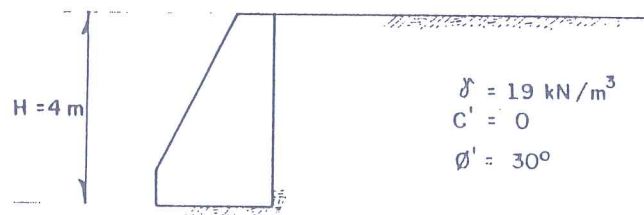
2. Caracterizar os estados ativo e passivo de Rankine nos seguintes casos:

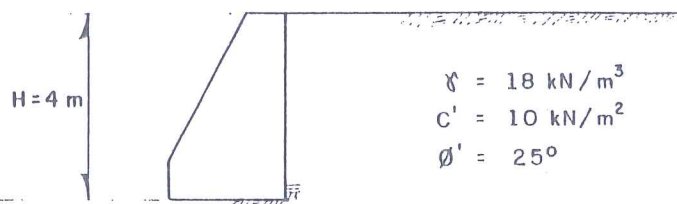
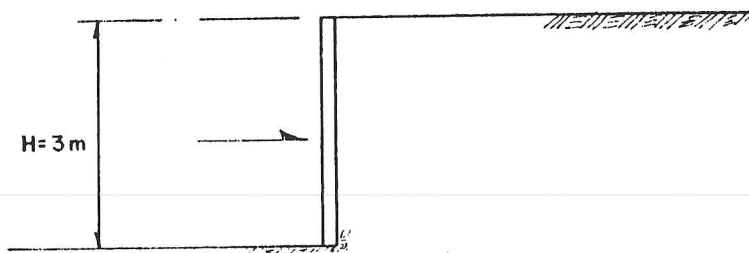
   a) maciço homogêneo de superfície horizontal e envoltória de resistência $s = \bar{\sigma}\ tg\ \varnothing'$.

   b) maciço homogêneo de superfície horizontal e envoltória de resistência $s = c' + \bar{\sigma}\ tg\ \varnothing'$.

   c) maciço homogêneo de superfície inclinada e envoltória de resistência $s = \bar{\sigma}\ tg\ \varnothing'$.

3. Determinar a distribuição de tensões e os empuxos ativo e passivo passíveis de atuar sobre os seguintes muros de arrimo, pela Teoria de Rankine. Considere que não haja atrito entre solo e muro.

   a.1)

   a.2) Muro do item a.1 com nível d'água hidrostático elevado 2 m acima da base (apenas atrás do muro).

   b)

4. a) Determine o empuxo passivo sobre o anteparo da figura abaixo, pelo método de Coulomb.

A envoltória de resistência deste solo em tensões efetivas é $s = 5 + \bar{\sigma}$ tg 25^o e seu peso específico, $\gamma = 18$ kN/m^3. Considere que o anteparo seja liso, não havendo assim tensões de cisalhamento no contato solo-anteparo.

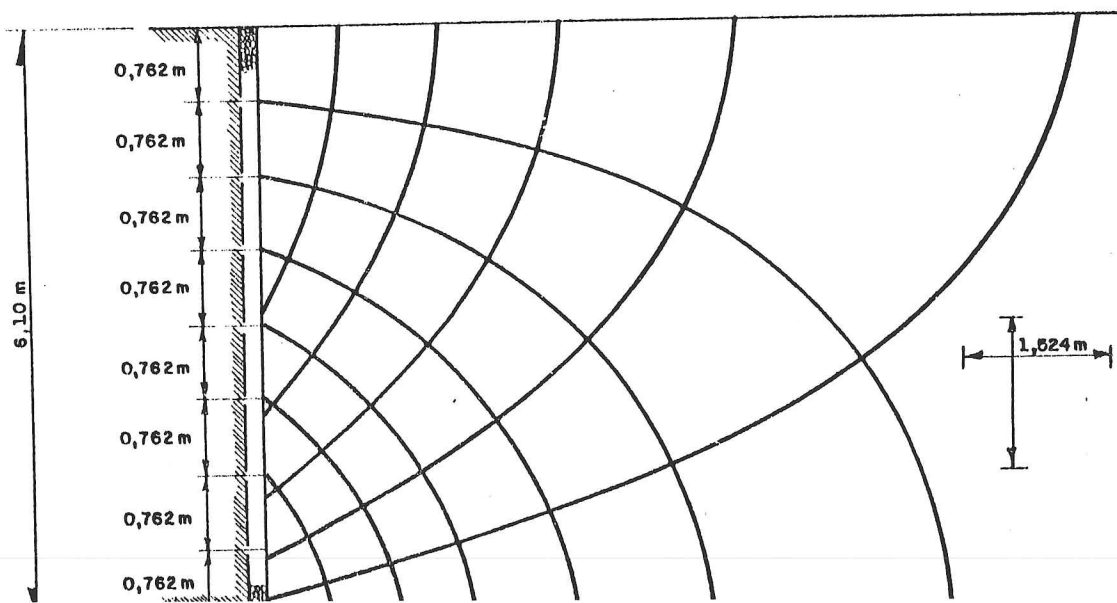
b) Comentar a aplicabilidade do método de Coulomb para determinação do empuxo passivo em casos gerais.

5. Calcule o empuxo ativo sobre o muro de arrimo da figura abaixo na época de chuvas intensas e prolongadas. É fornecida a rede de fluxo para esta situação, com o dreno em perfeito funcionamento (apud Lambe e Whitman, 1979). Empregue o método de Coulomb.

Parâmetros Geotécnicos:

$\gamma_{sat} = 20{,}71$ kN/m^3 (peso específico do solo saturado)

$\phi' = 30^o$ (ângulo de atrito interno efetivo)

$\delta' = 30^o$ (ângulo de atrito entre solo e muro)

SOLUÇÃO DA 9ª AULA DE EXERCÍCIOS

EMPUXOS DE TERRA

1º Exercício

a) $s = \bar{\sigma}\ tg\ \varnothing'$

O problema pode ser solucionado com o auxílio do círculo de Mohr (Figura 1).

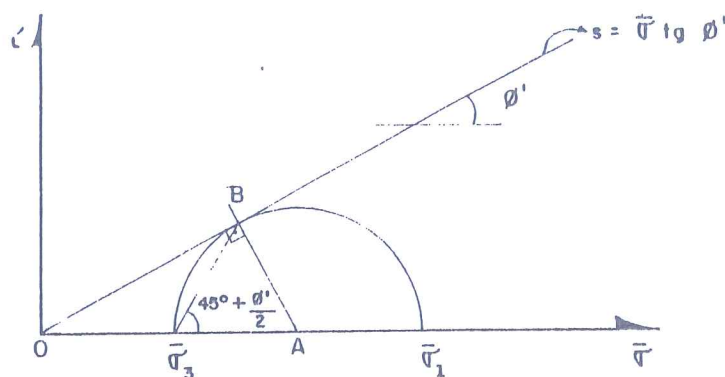



Figura 1 - Círculo de Mohr na ruptura

Na ruptura, o estado de tensões é representado por um círculo que tangencia a envoltória de resistência.

Da Figura 1:

$$\text{sen}\ \varnothing' = \frac{AB}{OA} = \frac{\frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2}}{\frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}} = \frac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}$$

De onde se deduz a relação entre as tensões principais na ruptura:

$$\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_3} = \frac{1 + \text{sen}\ \varnothing'}{1 - \text{sen}\ \varnothing'} = tg^2\left(45^o + \frac{\varnothing'}{2}\right)$$

Este quociente é designado comumente por $N_\varnothing$.

$$\bar{\sigma}_1 = N_\varnothing\ \bar{\sigma}_3$$

Observe-se que, deste modo, o critério de resistência fica expresso em função de $\bar{\sigma}_1$ e $\bar{\sigma}_3$, o que é

O critério de Mohr-Coulomb não inclui a tensão principal intermediária $\bar{\sigma}_2$. Sua influência na resistência dos solos tem sido pesquisada e mostra-se de pequena magnitude (Pinto, 1983). Esta é a principal razão devido a qual se despreza seu efeito.

b) $s = c' + \sigma \operatorname{tg} \varnothing'$

Recorrendo novamente ao círculo de Mohr na Figura 2, deduz-se o seguinte:

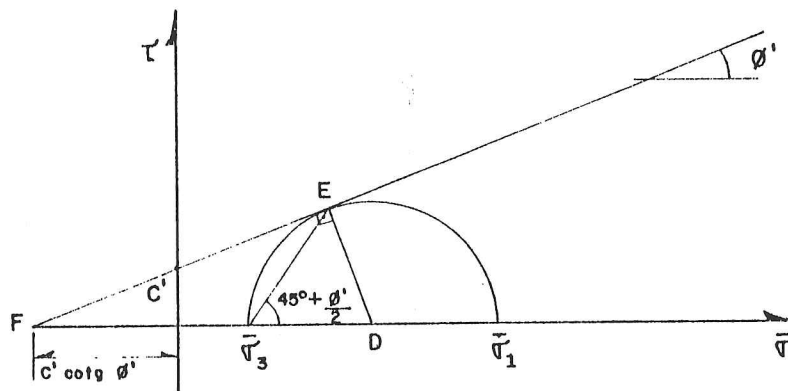



Figura 2 - Círculo de Mohr na ruptura

$$\operatorname{sen} \varnothing' = \frac{DE}{FD} = \frac{\dfrac{\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3}{2}}{c' \operatorname{cotg} \varnothing' + \dfrac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_3}{2}}$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{1 + \operatorname{sen} \varnothing'}{1 - \operatorname{sen} \varnothing'} \bar{\sigma}_3 + 2 c' \frac{\cos \varnothing'}{1 - \operatorname{sen} \varnothing'}$$

ou :

$$\bar{\sigma}_1 = N_{\varnothing} \bar{\sigma}_3 + 2 c' N_{\varnothing}^{0,5}$$

2º Exercício

a)

$s = \bar{\sigma}' \operatorname{tg} \varnothing'$

Z

O estado inicial de tensões (geostático) fica plenamente identificado pelo conhecimento das tensões normais efetivas que atuam nos planos horizontal ($\bar{\sigma}_v = \gamma z$) e vertical ($\bar{\sigma}_h = K_0 \bar{\sigma}_v$), pois esses são planos principais.

K_0 é o coeficiente de empuxo em repouso, já discutido no curso de Mecânica dos Solos.

A Figura 3 mostra o círculo de Mohr (marcado com I) correspondente ao estado inicial a uma certa profundidade, onde se supôs $\bar{\sigma}_{hi} < \bar{\sigma}_v$ ($K_0 < 1$), o que não acarretará perda de generalidade nos resultados.

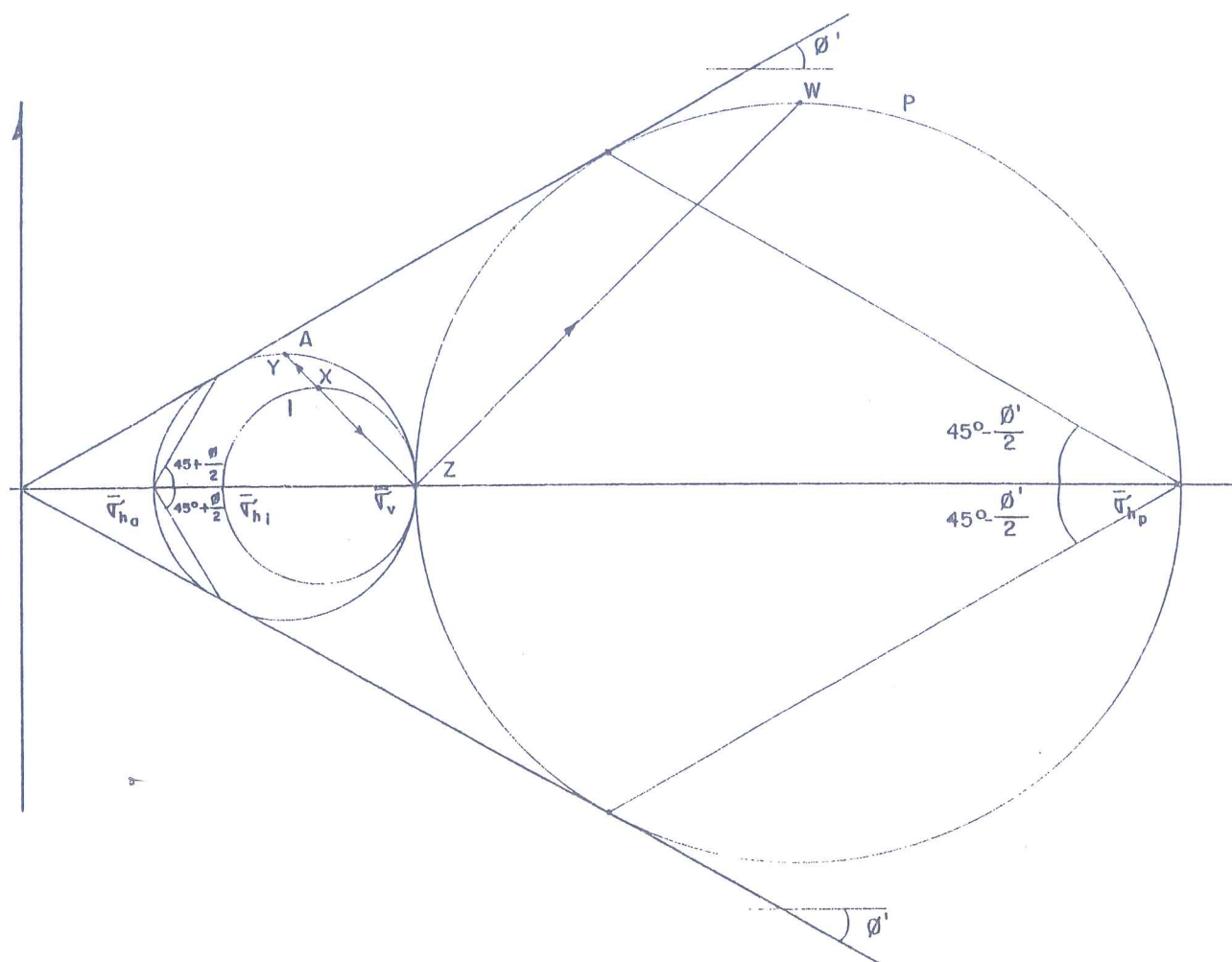



Figura 3 - Estados de repouso, ativo e passivo.

Suponha-se que parte do maciço seja substituída por uma parede vertical, que inicialmente não permita nenhum deslocamento horizontal. Tal parede suportará, então, tensões horizontais $\bar{\sigma}_h = K_0 \bar{\sigma}_v$ ao longo da profundidade (Figura 4a).

Figura 4 - Diagramas de tensão horizontal efetiva

Se a parede for deslocada para a esquerda, dar-se-á um alívio nas tensões horizontais, até que seja atingido um estado limite de ruptura (ou estado crítico). Este é o estado ativo representado na Figura 3 pelo círculo A. A razão entre as tensões horizontal ($\bar{\sigma}_h = \bar{\sigma}_3$) e vertical ($\bar{\sigma}_v = \bar{\sigma}_1$) efetivas neste estado é o coeficiente de empuxo ativo K_a.

$$K_a = \frac{\bar{\sigma}_{ha}}{\bar{\sigma}_v} = \frac{1}{N_\varnothing} = \frac{1 - \text{sen } \varnothing'}{1 + \text{sen } \varnothing'}$$

A Figura 4b mostra o diagrama de $\bar{\sigma}_{ha}$ ao longo da profundidade, para esse caso com parede lisa (inexistência de atrito solo-parede).

Se agora, ao contrário, a parede for empurrada para a direita, contra o maciço, as tensões horizontais aumentarão até que se atinja o estado passivo (círculo P na Figura 3), no qual $\bar{\sigma}_h = \bar{\sigma}_1$.

Define-se o coeficiente de empuxo passivo por:

$$K_p = \frac{\bar{\sigma}_{hp}}{\bar{\sigma}_v} = N_\varnothing = \frac{1 + \text{sen } \varnothing'}{1 - \text{sen } \varnothing'}$$

A distribuição de $\bar{\sigma}_{hp}$ ao longo da profundidade é mostrada na Figura 4c, novamente considerando parede lisa.

A inclinação dos planos de escorregamento ou ruptura pode ser obtida da Figura 3.

No estado ativo tais planos formam um ângulo de $\pm (45^o + \varnothing'/2)$ com o plano horizontal (plano principal maior). No estado passivo este ângulo é de $\pm (45^o - \varnothing'/2)$, pois o plano horizontal é o plano principal menor.

... inclinação dos planos de ruptura independe da profundidade neste caso (Figura 5).

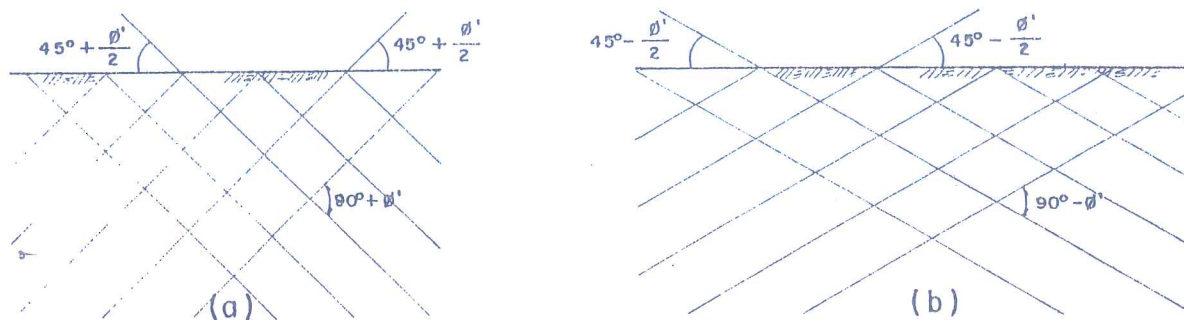



Figura 5 - Planos de ruptura nos estados ativo (a) e passivo (b).

A parede fictícia é simplesmente um artifício para tornar mais claro o fenômeno e mais estreita a relação com os casos práticos de estruturas de arrimo. As deduções poderiam ter sido feitas sem seu emprego.

Nas estimativas de empuxos de terra nas suas obras, o engenheiro deve identificar as tendências de estabelecimento dos estados limites ativo ou passivo. Nos casos reais das obras de engenharia, em regime normal de funcionamento, não se deseja geralmente a ocorrência de rupturas. Por este motivo, as obras bem dimensionadas e construídas não estão em condições normais submetidas a empuxos ativos ou passivos (que são condições limites), mas a empuxos intermediários entre os de repouso e aqueles (por exemplo: empuxos "repouso-ativos" sobre muros de arrimo e empuxos "repouso-passivos" em blocos de ancoragem).

Com relação às deformações associadas aos estados de ruptura, a experiência mostra que elas são bem maiores na passagem do repouso para o estado passivo (Figura 6). As próprias trajetórias de tensões (XY e XZW na Figura 3) permitem intuir essa afirmativa.

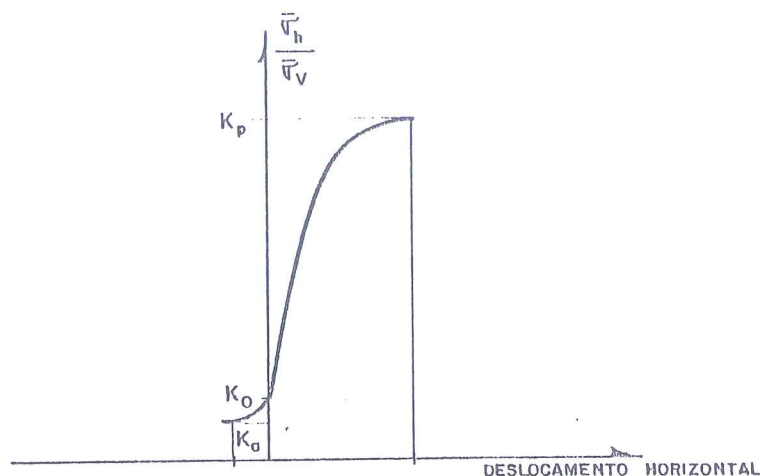
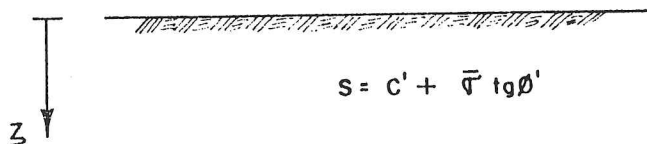



Figura 6 - Relação $\bar{\sigma}_h/\bar{\sigma}_v$ em função da deformação horizontal

b)

z

$$s = c' + \bar{\sigma}\ tg\,\varnothing'$$

A discussão deste caso é muito semelhante àquela feita no item 2a, por isso parte-se direto para o estabelecimento das equações relevantes associadas aos estados ativo e passivo.

A Figura 7 contém os círculos de Mohr (desenhou-se a metade superior) nos estados limites correspondentes a uma certa tensão vertical $\bar{\sigma}_v$.

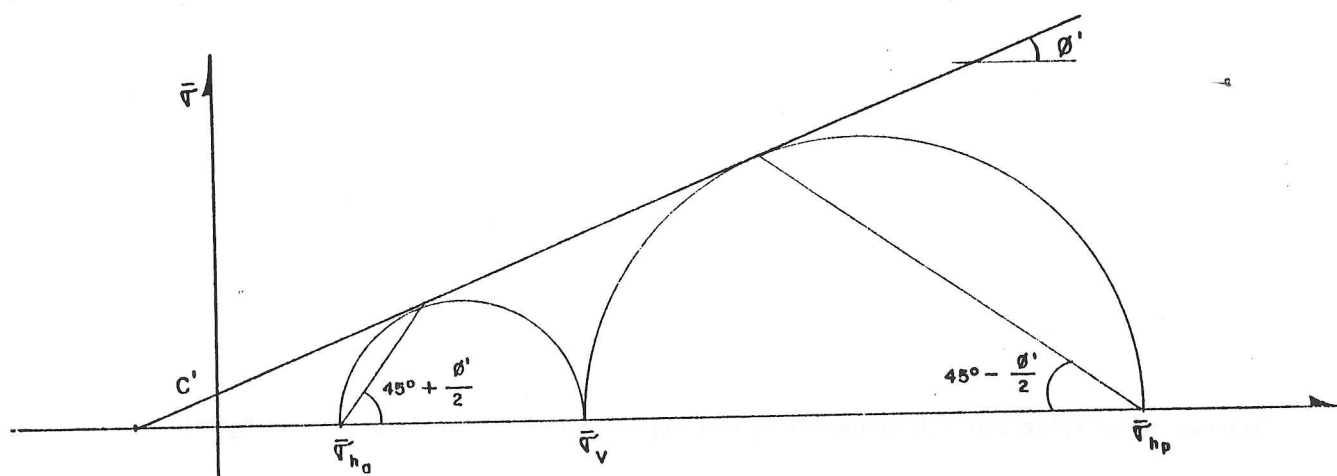



Figura 7 - Estados ativo e passivo

As fórmulas deduzidas no primeiro exercício fornecem as relações entre as tensões horizontais e a tensão vertical:

Estado ativo:

$$\bar{\sigma}_{ha} = \frac{1}{N_\varnothing}\,\bar{\sigma}_v - 2\,c'\,\frac{N_\varnothing^{0,5}}{N_\varnothing} = K_a\,\bar{\sigma}_v - 2\,c'\,K_a^{0,5}$$

$(\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_v$ e $\bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_{ha})$

Estado passivo:

$$\bar{\sigma}_{hp} = N_\varnothing\,\bar{\sigma}_v + 2\,c'\,N_\varnothing^{0,5} = K_p\,\bar{\sigma}_v + 2\,c'\,K_p^{0,5}$$

$(\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_{hp}$ e $\bar{\sigma}_3 = \bar{\sigma}_v)$

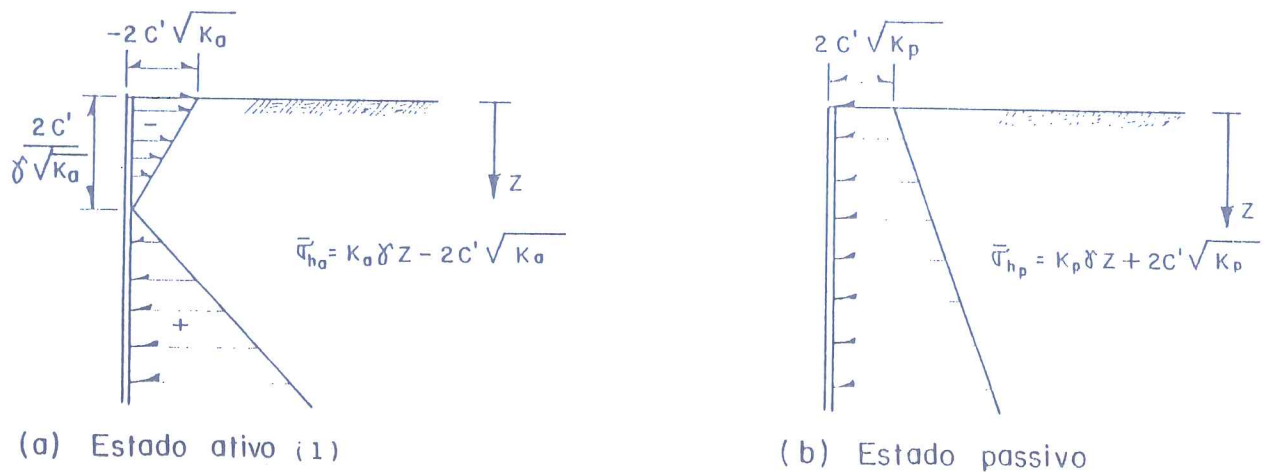



Figura 8 - Diagramas de tensão horizontal efetiva.

As superfícies de ruptura são planas e têm as mesmas inclinações determinadas no item 2a.

c)

No interior do maciço, em um plano paralelo à superfície (à profundidade z), a tensão é vertical e vale γz cos i (Figura 9). Suas componentes normal e de cisalhamento são, respectivamente, $\bar{\sigma} = \gamma z \cos^2 i$ e $\tau = \gamma z$ sen i cos i ($\tau = \bar{\sigma}$ tg i).

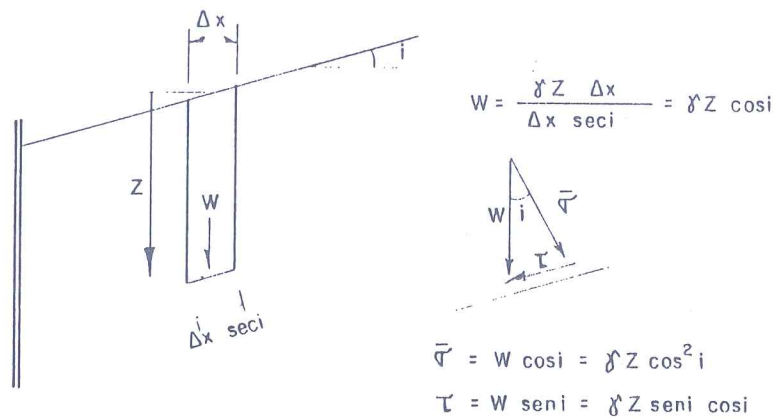



Figura 9 - Tensões num maciço de superfície inclinada

Imagine-se novamente a parede fictícia equivalente (Figura 9), que pode deslocar-se paralelamente à superfície do maciço. Um deslocamento descendente causará alívio de tensões na parede, enquanto um

(1) As tensões horizontais negativas nas proximidades da superfície e sua ocorrência nos solos reais será

movimento em sentido contrário provocará aumento de tensões. Em ambos os casos os limites serão os estados ativo e passivo, respectivamente, sendo que as tensões verticais (W) que agem nos planos paralelos ao talude permanecerão inalteradas, pois dependem apenas do peso próprio do solo.

A Figura 10 mostra os círculos de Mohr correspondentes aos estados ativo e passivo.

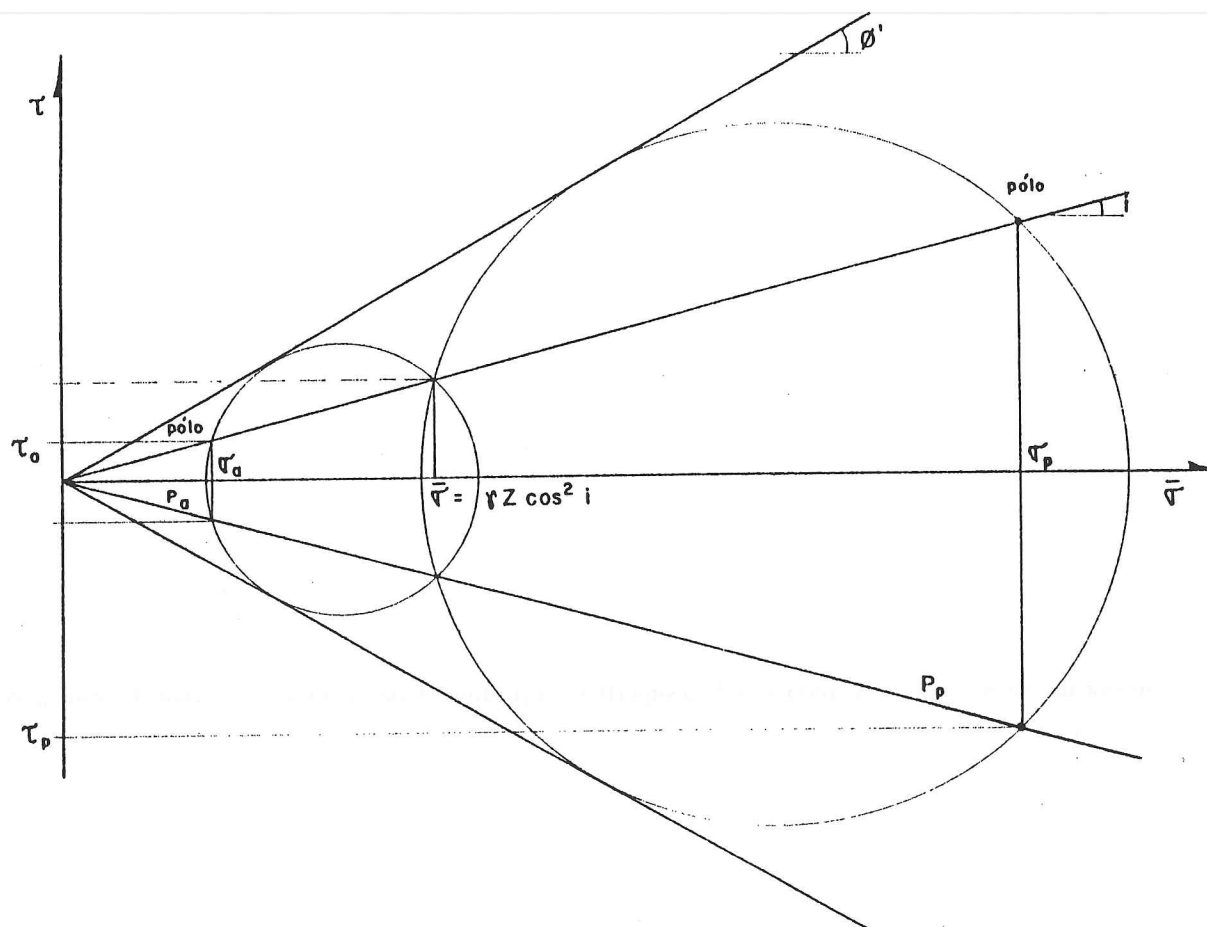
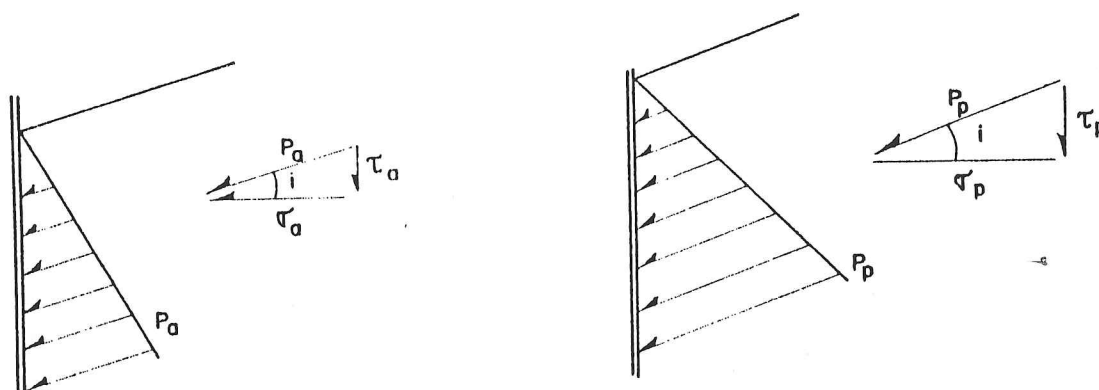



Figura 10 - Estados ativo e passivo.

A Figura 11 traz o diagrama de tensões em planos verticais nos estados de ruptura.

Os valores de P_a e P_p são:

$$P_a = \gamma z \cos i \frac{\cos i - (\cos^2 i - \cos^2 \varnothing)^{0.5}}{\cos i + (\cos^2 i - \cos^2 \varnothing)^{0.5}}$$

$$P_p = \gamma z \cos i \frac{\cos i + (\cos^2 i - \cos^2 \varnothing)^{0.5}}{\cos i - (\cos^2 i - \cos^2 \varnothing)^{0.5}}$$

A dedução destas fórmulas pode ser feita a partir da Figura 10, e se encontra, por exemplo, no livro de Taylor (1948).

Esta solução pode ser usada no cálculo de empuxos, nos casos em que o ângulo de atrito entre solo e muro é igual ao ângulo de inclinação da superfície do maciço arrimado ($\delta = i$).

Para finalizar este 2º exercício, é interessante fazer alguns comentários sobre o desenvolvimento dos estudos sobre equilíbrio limite.

A teoria de Rankine apresentada no trabalho "On The Stability of Loose Earth" de 1857 deu início a uma série de estudos, que, seguindo as idéias de Rankine, procurou construir uma teoria rigorosa de equilíbrio crítico. Alguns nomes importantes, citados por Sokolovski (1954), são: Prandtl, Reissner, Novotortsev, Kármán e Caquot.

Os interessados no tratamento rigoroso de problemas de capacidade de carga e empuxos com diversas condições de contorno, podem encontrá-lo no livro de Sokolovski (1954), autor responsável por importantes contribuições neste campo.

3º Exercício

a.1)

. tensões verticais efetivas

$$\bar{\sigma}_v = \gamma z = 19\,z$$

. estado ativo

$$\bar{\sigma}_{ha} = K_a \bar{\sigma}_v$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen}\,\varnothing'}{1 + \text{sen}\,\varnothing'} = \frac{1 - \text{sen}\,30}{1 + \text{sen}\,30} = \frac{1}{3}$$

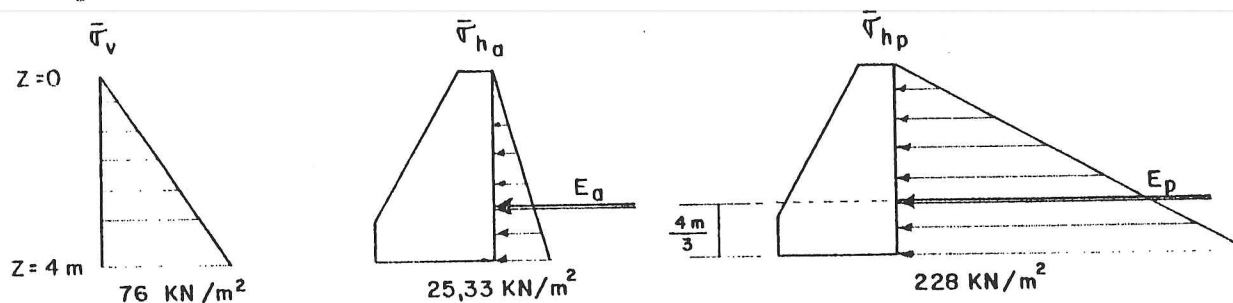
$$\bar{\sigma}_{ha} = \frac{1}{3}\,\bar{\sigma}_v = \frac{19}{3}\,z$$

. estado passivo

$\bar{\sigma}_{hp} = K_p \bar{\sigma}_v$

$K_p = \frac{1}{K_a} = 3$

$\bar{\sigma}_{hp} = 3\,\bar{\sigma}_v = 57\,z$

. diagramas

. forças de empuxo:

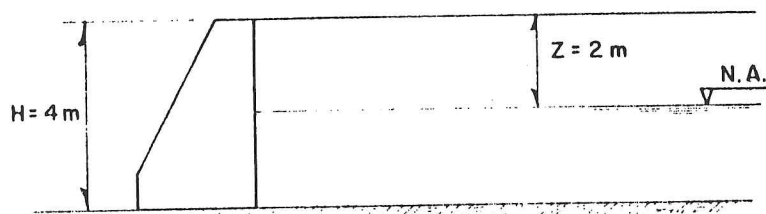
Empuxo Ativo:

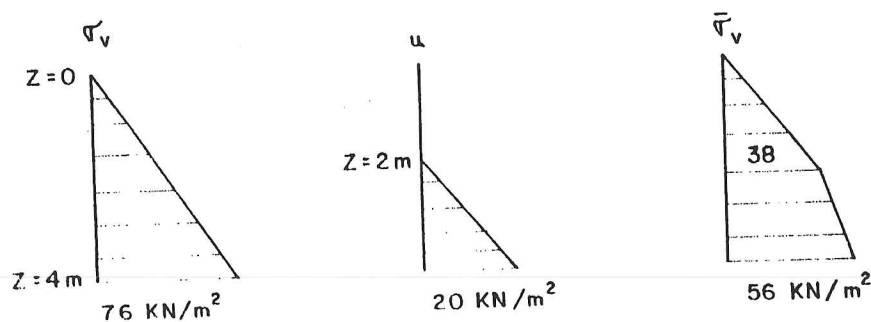
$$E_a = \int_0^H \bar{\sigma}_{ha}\, dz = \int_0^H K_a \gamma z\, dz = K_a \frac{\gamma H^2}{2}$$

$$E_a = \frac{1}{3} \times \frac{19 \times 4^2}{2} = 50{,}67 \text{ kN/m}$$

Empuxo Passivo:

$$E_p = K_p \frac{\gamma H^2}{2} = 3 \times \frac{19 \times 4^2}{2} = 456 \text{ kN/m}$$

a.2)

. tensões verticais totais, efetivas e pressões neutras

Desprezando a mudança no valor de na parte submersa tem-se:

. estado ativo:

$\bar{\sigma}_{ha} = K_a \, \bar{\sigma}_v = \frac{1}{3} \bar{\sigma}_v$

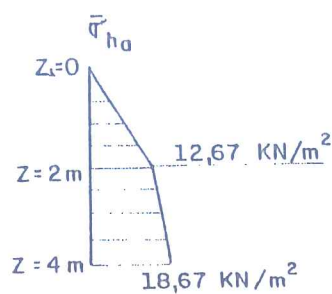
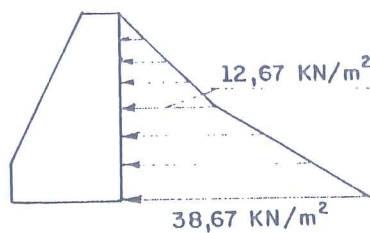



diagrama de tensões resultantes ($\bar{\sigma}_{ha}$ + u)

forças de empuxo

Empuxo Ativo:

$E_a = \frac{12,67 \times 2}{2} + \frac{12,67 + 18,67}{2} \times 2 = 44,01$ kN/m

Empuxo Hidrostático:

$E_h = \frac{20 \times 2}{2} = 20$ kN/m

. estado passivo

$\bar{\sigma}_{hp} = K_p \, \bar{\sigma}_v = 3 \, \bar{\sigma}_v$

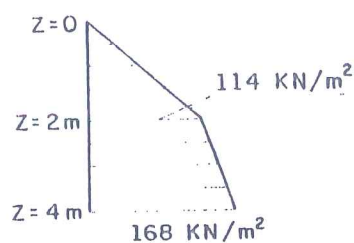
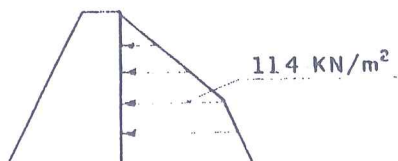



diagrama de tensões resultantes ($\bar{\sigma}_{hp}$ + u)

forças de empuxo

Empuxo Passivo:

$$E_p = \frac{114 \times 2}{2} + \frac{114 + 168}{2} \times 2 = 396 \text{ kN/m}$$

Empuxo Hidrostático:

$E_h = 20$ kN/m

b)

. tensões verticais efetivas:

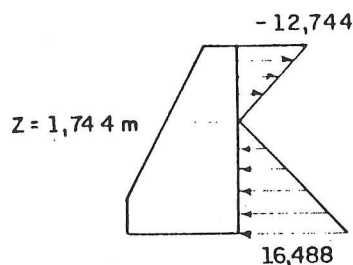
$\bar{\sigma}_v = \gamma z = 18 z$

. estado ativo:

$$\bar{\sigma}_{ha} = K_a \bar{\sigma}_v - 2 c' K_a^{0,5}$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \varnothing'}{1 + \text{sen } \varnothing'} = \frac{1 - \text{sen } 25}{1 + \text{sen } 25} = 0{,}406$$

$$\bar{\sigma}_{ha} = 0{,}406 \times 18 \times z - 2 \times 10 \times 0{,}406^{0,5}$$

$$\bar{\sigma}_{ha} = 7{,}308 z - 12{,}744$$

Conforme se nota no diagrama acima, a teoria prevê que, até a profundidade de 1,744 m, há tensões horizontais de tração no solo e entre o solo e o muro.

Se o intercepto de coesão for devido a tensões de sucção (típicas dos solos compactados) seu valor deverá cair ao longo do tempo, principalmente com a infiltração de água das chuvas. O solo não suportará por muito tempo as tensões (aparentes) de tração e trincas surgirão. Uma primeira estimativa da profundidade destas trincas pode ser aquela na qual $\bar{\sigma}_{ha} = 0$.

$$\bar{\sigma}_{ha} = 0 = K_a \gamma z_0 - 2 c' K_a^{0,5}$$

$$z_0 = \frac{2 c'}{K_a^{0,5}}$$

Neste problema resultaria $z_0 = 1{,}744$ m.

Entre solo e muro, com mais razão, não se manterão tais tensões capilares. Porisso, no cálculo do empuxo, costuma-se desprezar a parcela negativa do diagrama de tensões. O empuxo seria, então:

$$E = \frac{16{,}488 \times (4 - 1{,}744)}{2} = 18{,}599 \text{ kN/m}$$

4º Exercício

a) O método de Coulomb pressupõe que a superfície de escorregamento seja plana, prestando-se à determinação de sua inclinação e do empuxo de terra, que leva ao estado de ruptura.

Conforme se verá adiante, o método de Coulomb não fornece a distribuição de tensões no muro ou na superfície de ruptura, pois a análise é feita em termos de forças resultantes.

A Figura 12 mostra as forças atuantes numa cunha de solo, definida pela superfície de escorregamento que passa pela base da estrutura e se inclina de θ com a horizontal.

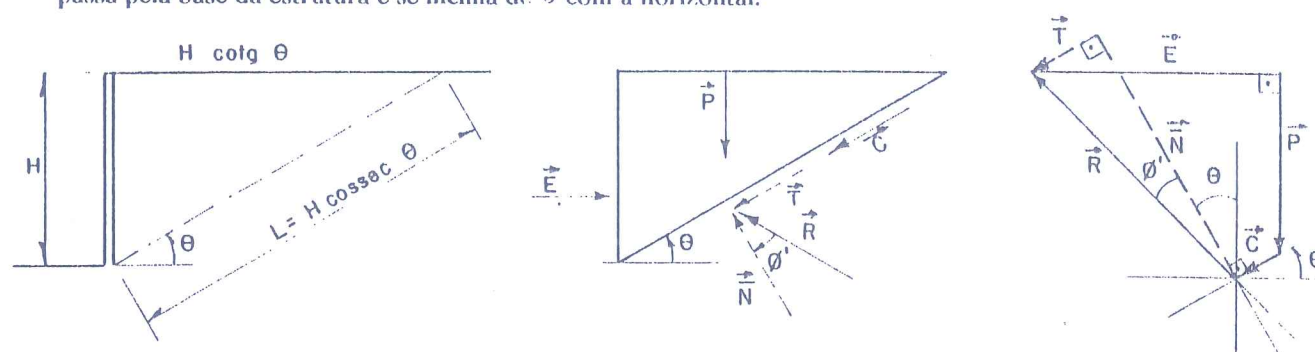



Figura 12 - Forças envolvidas na análise e polígono de forças (caso passivo)

Os símbolos significam:

Ø': ângulo de atrito interno efetivo do solo;

P: peso da cunha de solo(2);

E: força que a estrutura aplica no maciço, provocando a ruptura (módulo e direção do empuxo, mas de sentido contrário). Neste caso, E é perpendicular à estrutura de arrimo, pois, no caso, o ângulo de atrito solo-muro é zero;

N: força normal efetiva na superfície de ruptura;

T: força tangencial resistente na superfície de ruptura;

$T = N \, tg \, Ø'$

C: força tangencial resistente de coesão (independente da força normal) na superfície de ruptura;

$C = c' L$

$R = N + T$

É importante ressaltar que as forças resistentes se contrapõem à tendência de movimentação para cima, própria do estado passivo.

A condição de equilíbrio limite permite que se escrevam as seguintes equações para as direções vertical e horizontal, respectivamente:

(2) **P** denota o vetor peso, enquanto P designa seu módulo. A mesma notação se aplica às outras forças.

$$- P + R\cos(\theta + \varnothing') - C\,\text{sen}\theta = 0$$

$$E - R\,\text{sen}(\theta + \varnothing') - C\cos\theta = 0$$

De onde se chega a:

$$E = P\,\text{tg}(\theta + \varnothing') + C\,(\text{sen}\theta\ \text{tg}(\theta + \varnothing') - \cos\theta) \qquad (1)$$

Mas,

$$P = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 \text{cotg}\theta \quad \text{e}$$

$$C = c'\,H\,\text{cossec}\theta$$

Pode-se, então, obter a função $E(\theta)$, substituindo as expressões de P e C na equação (1):

$$E = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 \text{cotg}\theta\ \text{tg}(\theta + \varnothing') + c'H\,\text{cossec}\theta\ (\text{sen}\theta\ \text{tg}(\theta + \varnothing') - \cos\theta)$$

E, finalmente, rearranjando os termos:

$$E = \tfrac{1}{2}\gamma H^2 \text{cotg}\theta\ \text{tg}(\theta + \varnothing') + c'\,H\,(\text{tg}(\theta + \varnothing') - \text{cotg}\theta) \qquad (2)$$

Deve-se pesquisar, agora, o mínimo valor de E, que é o empuxo passivo.

Voltar a atenção ao fenômeno físico ajuda a entender o porquê deste mínimo.

Imagine-se que de início se esteja na situação de repouso, quando atua um certo empuxo sobre o muro. Aumentando-se gradativamente a força sobre o maciço, será atingido um ponto em que, ao longo de uma superfície (plana por hipótese do método de Coulomb), as forças tangenciais se igualam à resistência do solo. Aquela força é igual ao empuxo passivo (E_p). Qualquer aumento, por menor que seja, que se dê à força do muro sobre o maciço, inicia o movimento ascendente desfazendo o equilíbrio.

O valor $\theta = \theta_{crít}$ que leva ao mínimo E é raiz da equação:

$$\frac{dE}{d\theta} = \frac{(\tfrac{1}{2}\gamma H^2\ \text{tg}\varnothing' - c'\,H)\,(\text{sen}\,2\theta\ \ \text{tg}\varnothing' - \cos 2\theta)}{(\text{sen}\theta\,(\cos\theta - \text{sen}\theta\ \text{tg}\varnothing'))^2} = 0$$

Ou:

$$\operatorname{sen}2\theta \; tg\varnothing' - \cos 2\theta = \frac{1}{\cos\varnothing'} \cos(2\theta + \varnothing') = 0$$

$$2\,\theta + \varnothing' = \pm\, 90^{o}$$

$\theta_{crít} = (45^{o} - \varnothing'/2)$ (o mecanismo de ruptura exige $\theta > 0$)

o qual, introduzido na equação 2, fornece E_p.

$$E_p = \tfrac{1}{2}\,\gamma H^2\, tg^2(45^{o} + \varnothing'/2) + 2\,c'\,H\,tg(45^{o} + \varnothing'/2)$$

$$E_p = \tfrac{1}{2}\,\gamma H^2\, N_\varnothing + 2\,c'\,H\,N_\varnothing^{0,5}$$

Coincidem, portanto com os resultados da Teoria de Rankine neste caso específico.

Foram fornecidos: $\gamma = 18\ kN/m^3$, $c' = 5\ kN/m^2$, $\varnothing' = 25^{o}$

Daí:

$$\theta_{crit} = 45^{o} - 25^{o}/2 = 32,5^{o}$$

$$N_\varnothing = tg^2\,(45^{o} + \varnothing'/2) = 2,464$$

$$E_p = \tfrac{1}{2} \times 18 \times 3^2 \times 2,464 + 2 \times 5 \times 3 \times 2,464^{0,5}$$

$$E_p = 246,7\ kN/m$$

Note-se que não foi imposto o equilíbrio de momentos na análise. Ele estará satisfeito se as linhas de ação das forças envolvidas se encontrarem num único ponto (Figura 13).

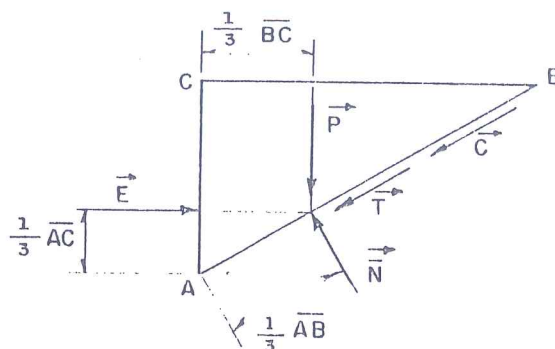



Figura 13 - Linhas de ação das forças

b) No exercício resolvido no item 4a, o ângulo de atrito entre solo e muro (δ) era nulo. Porisso o método de Coulomb forneceu o mesmo empuxo passivo do método de Rankine (aplicável pois δ = 0). A superfície de ruptura era plana.

No caso em que a face traseira do muro é rugosa (δ # 0), a superfície de ruptura passa a ser curva e a hipótese simplificadora do método de Coulomb (superfície plana) leva a um erro contra a segurança na estimativa do empuxo passivo. Segundo Terzaghi e Peck (1948) a curvatura da superfície de ruptura deve ser levada em conta se $\delta > \varnothing'/3$. Isto pode ser feito introduzindo um trecho em espiral logarítmica.

No caso do empuxo ativo em muros rugosos, o método de Coulomb pode ser empregado sem erro considerável, embora a superfície de ruptura também seja curva.

5º Exercício

A resolução do problema se inicia pelo estabelecimento das equações de equilíbrio de forças atuantes em uma cunha limitada pela superfície de terreno, pela face traseira do muro e pela superfície (plana) de ruptura, cuja inclinação é incógnita.

A Figura 14 mostra o esquema dessas forças para uma inclinação genérica do plano de ruptura.

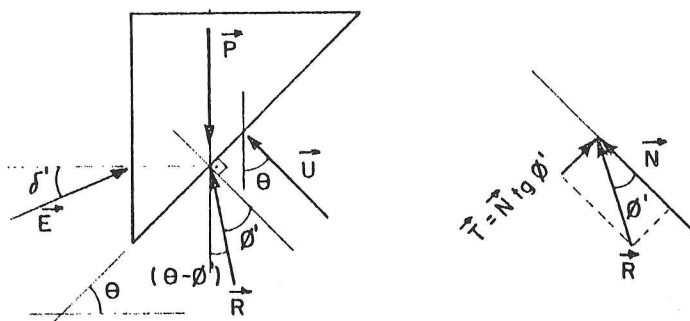



Figura 14 - Forças atuantes

Os significados dos símbolos são:

ø': ângulo de atrito interno efetivo do solo;

δ': ângulo de atrito entre o solo e muro;

P : peso da cunha de solo(3);

E : reação do muro (mesmo módulo e direção do empuxo, mas de sentido contrário;

---

(3) Ver nota (2) à página 181.

R : força de reação na superfície de ruptura devida à normal e ao atrito; R = N + T

U : força resultante das pressões neutras na superfície de ruptura.

Impondo o equilíbrio nas direções vertical e horizontal, respectivamente, tem-se:

$$-P + E\,\mathrm{sen}\delta' + U\cos\theta + R\cos(\theta - \varnothing') = 0 \qquad (3a)$$

$$E\cos\delta' - R\,\mathrm{sen}(\theta - \varnothing') - U\,\mathrm{sen}\theta = 0 \qquad (3b)$$

De onde se tira, eliminando R:

$$E = \frac{P\,\mathrm{sen}(\theta - \varnothing') + U\,\mathrm{sen}\theta}{\cos(\delta' - \theta + \varnothing')}$$

O estabelecimento de uma função $E(\theta)$ requer o conhecimento de $P(\theta)$ e $U(\theta)$. A determinação de $U(\theta)$ exige a descrição analítica do campo de pressões neutras, o qual é possível apenas em alguns casos. A própria função $P(\theta)$ se torna de difícil determinação, quando a superfície do maciço é irregular.

Prossegue-se, então, calculando para vários valores de θ, o valor de E que satisfaz o equilíbrio, por meio da equação 4. Para cada uma das cunhas determinam-se seu peso e a resultante das pressões neutras no plano de ruptura obtidas da rede de fluxo.

Por exemplo, para $\theta = 45^{0}$ tem-se (Figura 15):

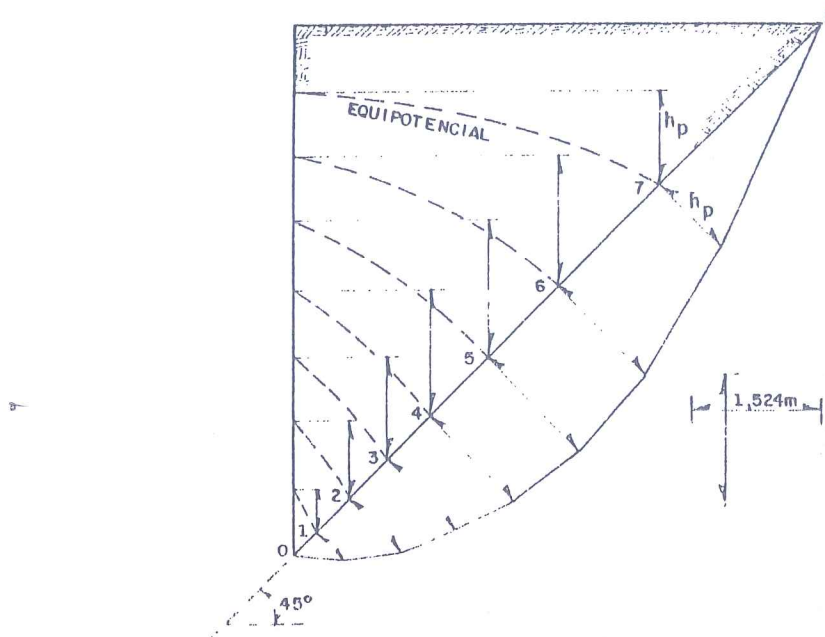



Figura 15 - Dimensões, pressões neutras no plano de ruptura e força resultante (apud Lambe e Whitman)

$P = \frac{1}{2} X\, 6{,}10\, X\, 6{,}10\, X\, 20{,}71 = 385{,}3\ kN/m$.

A resultante das pressões neutras é obtida por integração gráfica das pressões neutras ao longo do plano de ruptura (área escura na Figura 15):

$U = 86{,}0\ kN/m$

Substituindo esses valores de P e U para $\theta = 45^{o}$ e $\varnothing' = \delta' = 30^{o}$ na equação 4, obtém-se:

$E = 147{,}8\ kN/m$

O mesmo é feito para outros valores de θ, o que possibilita a construção do gráfico E x θ da Figura 16.

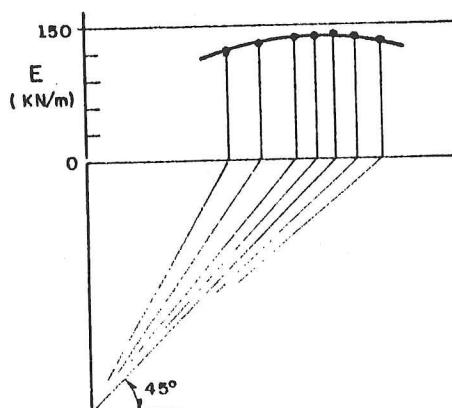



Figura 16 - Curva E x θ

O empuxo ativo (E_a) é o máximo valor de E[4] e θ correspondente ($\theta_{crít}$) define a superfície crítica.

No caso $\theta_{crít} \approx 45^{o}$ e $E_a = 147{,}8\ kN/m$

Alguns autores preferem trabalhar com o polígono de forças (graficamente) a escrever as equações de equilíbrio para os componentes dos vetores. O processso se inicia pelo escolha de um valor para θ. A suposta superfície (plana) de ruptura assim definida delimitará uma cunha, cujo peso é calculado, como foi feito anteriormente.

---

(4) Um raciocínio análogo ao feito no Exercício 4 referente ao empuxo passivo auxilia a compreender porque o empuxo ativo é o máximo valor de E.

A força resultante das pressões neutras na superfície de ruptura é determinada pelo integração gráfica no diagrama de pressões neutras (Figura 15). Pode-se, agora, mostrar o polígono de forças com auxílio da Figura 14.

Os vetores **P** e **U** são conhecidos, ao passo que, dos vetores **R** e **E** só se conhece a direção e o sentido. **R** forma um ângulo ø' com a normal ao plano de ruptura (pois é a soma da força normal efetiva N com a resistência por atrito T = N (tg ø'). $\mathbf{E}_a$ (por razão análoga) inclina-se de em relação à direção normal ao tardoz do muro.

As componentes tangenciais de **R** e **E** devem contrapor-se ao movimento.

Desenha-se, então o polígono de forças em escala, de onde se tira o valor de E_a (147,8 kN/m) A Figura 17 mostra a seqüência de construção do polígono correspondente a θ = 45°.

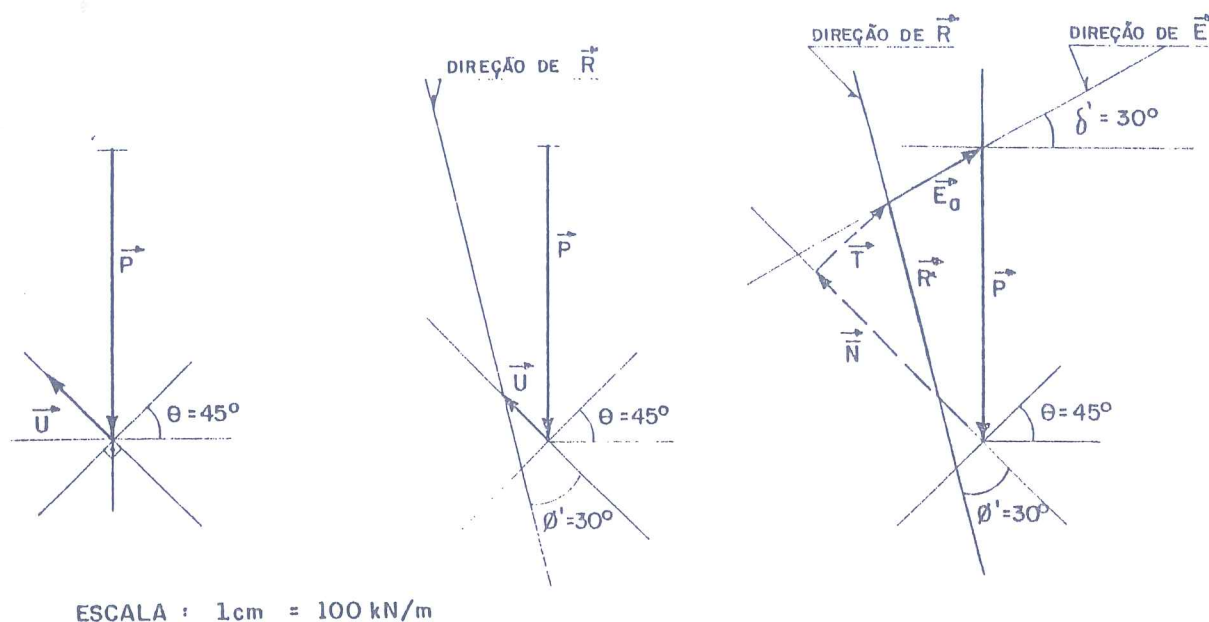



Figura 17 - Construção do polígono de forças

Em seguida adotam-se outros valores de θ, para os quais se obtêm os correspondentes valores de E. Um gráfico construído com os pares (E,θ), como o da Figura 16, permite determinar o empuxo ativo (máximo E) e a superfície crítica (definida por $\theta_{crít}$).

É fácil ver que a projeção dos vetores do polígono nas direções vertical e horizontal fornece as equações 3a e 3b.

Caso se tratasse, por exemplo, de um maciço de superfície irregular com trinca de tração preenchida por água (Figura 18), o cálculo de E seria feito por qualquer dos dois processos apresentados.

O peso da cunha de ruptura, agora delimitada pela trinca, seria determinado a partir do cálculo da área

irregular da seção transversal. O empuxo hidrostático E_H exercido pela água que preenche a trinca deveria ser incluído nas equações de equilíbrio ou no polígono de forças.

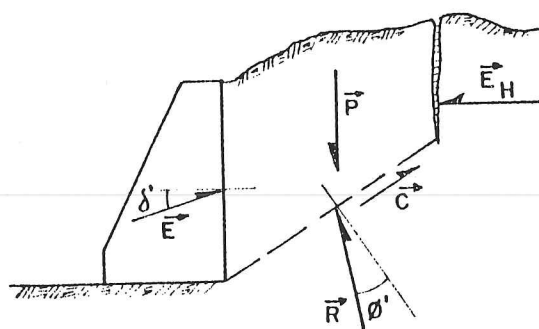



Figura 18 - Maciço de superfície irregular com trinca de tração preenchida por água.

BIBLIOGRAFIA

LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1979). "Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

PINTO, C.S. (1983). "Resistência ao Cisalhamento dos Solos". Apostila EPUSP, 3ª ed..

SOKOLOVSKI, V.V. (1954). "Statics of Soil Media". Editado por John Wiley & Sons, New York.

TAYLOR, D.W. (1948). "Fundamentals of Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

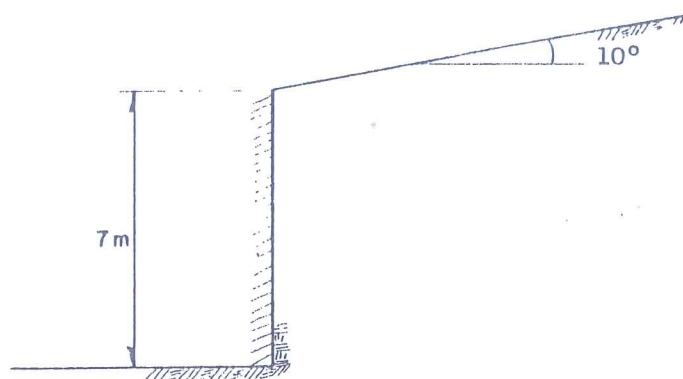
TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

TERZAGHI, e PECK, R.B. (1948). "Soil Mechanics in Engineering Practice". Editado por John Wiley & Sons, 2ª ed., New York.

VARGAS, M. (1978). "Introdução à Mecânica dos Solos". Editado pela McGraw-Hill do Brasil e EPUSP.

10ª AULA DE EXERCÍCIOS

MUROS DE ARRIMO

1. Projetar um muro de arrimo de gravidade para conter um aterro de solo arenoso de 7 m de altura. A superfície do aterro é plana e inclinada para cima de 10^{O} com a horizontal.

São conhecidos os parâmetros geotécnicos do aterro, que são os mesmos da fundação: γ = 18 kN/m^3 e ø' = 30^{O}.

Admitir conhecido o ângulo de atrito entre solo e muro δ' = 2/3 ø' = 20^{O}.

2. Projetar um muro de arrimo de flexão para conter um aterro de 8,5 m de altura com superfície horizontal.

Os parâmetros geotécnicos do aterro e fundação são: γ = 19 kN/m^3 e ø' = 34^{O}.

3. Comente a importância da drenagem em muros de arrimo.

SOLUÇÃO DA 10ª AULA DE EXERCÍCIOS

MUROS DE ARRIMO

1º Exercício

O projeto de um muro de arrimo, como ocorre em outras obras de engenharia, é um processo iterativo onde se alternam duas etapas principais: escolha da forma e dimensões e análise da estabilidade (e das deformações, em alguns casos).

A primeira etapa envolve experiência e criatividade por parte do engenheiro, o que leva a diferentes soluções para o mesmo problema.

Para um muro de gravidade, Bowles (1968) recomenda as seguintes dimensões (Figura 1) para iniciar o projeto.

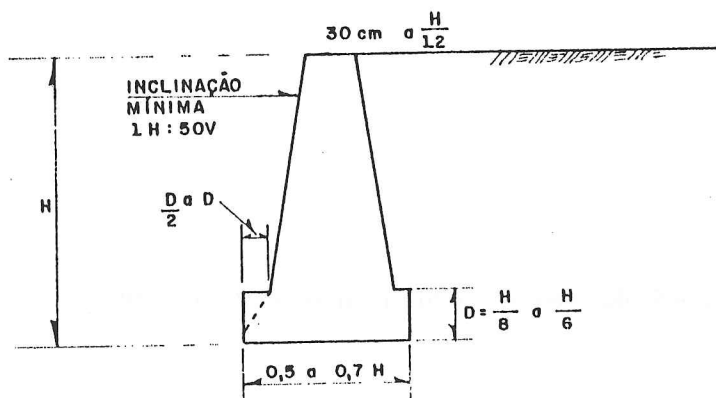
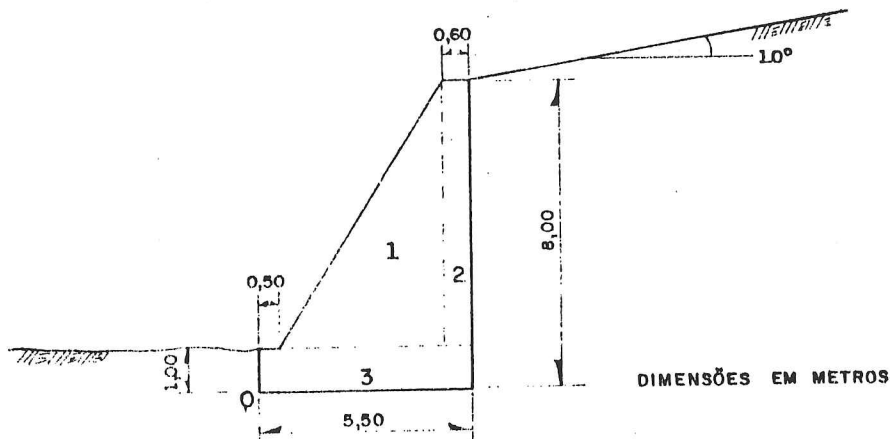



Figura 1 - Dimensões recomendadas para início de projeto

Neste problema se adotará, de início, a seguinte seção para o muro (Figura 2).

Deve-se avaliar, agora, as condições de segurança deste muro com relação a tombamento, deslizamento na base e capacidade de carga da fundação. Para tanto é necessário estimar o empuxo de terra.

Pode-se usar, por exemplo o método de Coulomb para determinação do empuxo ativo. A Figura 3 mostra uma cunha de ruptura e as forças atuantes[1].

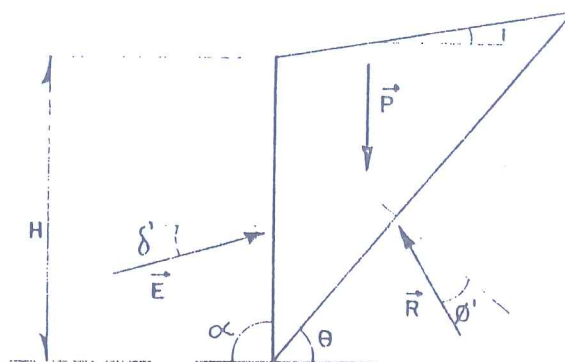



Figura 3 - Cunha de ruptura

O empuxo ativo é determinado procedendo-se como foi descrito na 9ª aula: escrevem-se as equações de equilíbrio de forças e pesquisa-se o ponto de máximo da função $E(\theta)$, que é o empuxo ativo E_a.

A dedução da expressão de E_a para o caso em questão pode ser encontrada em Vargas (1978) ou Bowles (1968) entre outros. Ela é:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma H^2 K_a$$

$$Ka = \frac{\operatorname{sen}^2(\alpha + \varnothing')}{\operatorname{sen}^2\alpha \operatorname{sen}(\alpha - \delta')\left(1 + \sqrt{\frac{\operatorname{sen}(\varnothing' + \delta')\operatorname{sen}(\varnothing' - i)}{\operatorname{sen}(\alpha - \delta')\operatorname{sen}(\alpha + i)}}\right)^2}$$

Em que:

γ = peso específico do solo;

H = altura do muro;

α = ângulo entre a face traseira do muro e a horizontal (Figura 3);

δ' = ângulo de atrito entre solo e muro;

$\varnothing'$ = ângulo de atrito interno efetivo do solo.

Substituido-se os valores numéricos tem-se:

$$K_a = \frac{sen^2(90^o+30^o)}{sen^2 90^o \, sen(90^o-20^o) \, \left(1 + \sqrt{\frac{sen(30^o+20^o)\, sen(30^o-10^o)}{sen(90^o-20^o)\, sen(90^o+10^o)}}\right)^2}$$

$K_a = 0{,}340$

$E_a = ½ \; X \; 18 \; X \; 8^2 \; X \; 0{,}340 = 195{,}84 \; kN/m$

Figura 4 - Forças e linhas de ação

O empuxo ativo é o menor empuxo que atuaria sobre o muro e corresponde, conforme estudado, a um estado limite. Durante a construção do aterro, atrás do muro, podem surgir tensões maiores que as do estado ativo. Elas provocarão um deslocamento ou inclinação da estrutura, aliviando-se e tendendo àquele estado limite.

Nos solos granulares, o deslocamento ou inclinação do muro que levam ao estado ativo são de pequena magnitude. Isto foi constatado por Terzaghi, na década de 1920, estudando modelos reduzidos, e justifica o uso do empuxo ativo neste problema. Lambe e Whitman (1979) trazem uma interessante discussão sobre este ponto.

As forças (pesos e empuxos), seus braços de alavanca com relação ao ponto O e os momentos são (Figura 4):

$P_1 = 23 \; X \; \frac{4{,}40 \; X \; 7{,}00}{2} = 354{,}20 \; kN/m$ (2)

$b_1 = 3{,}43 \; m$

$M_1 = 1214{,}91 \; kN \; m/m$

$P_2 = 23 \; X \; 0{,}60 \; X \; 7 = 96{,}60 \; kN/m$

$b_2 = 5,20$ m

$M_2 = 502,32$ kN m/m

$P_3 = 23 \times 1,00 \times 5,50 = 126,50$ kN/m

$b_3 = 2,75$ m

$M_3 = 347,88$ kN m/m

$E_{av} = 195,84 \text{ sen } 20^o = 66,98$ kN/m

$b_4 = 5,50$ m

$M_4 = 368,40$ kN m/m

$E_{ah} = 195,84 \cos 20^o = 184,03$ kN/m

$b_5 = 2,67$ m

$M_5 = 491,36$ kN m/m

Verificações da Estabilidade

a) Deslizamento (geralmente a mais crítica)

Despreza-se o empuxo passivo na frente do muro, pois esta região pode vir a ser escavada no futuro.

A resistência ao deslizamento na base é $T = \bar{N} \text{ tg } \delta_B'$.

Por ser a base mais rugosa que o tardoz, $\delta_B' > \delta'$. Adotou-se $\delta_B' = 25^o$. Para garantir essa condição é evidentemente, necessário tomar os devidos cuidados construtivos (não afofar, amolgar ou encharcar o solo de fundação e executar lastro com brita apiloada para receber a concretagem da base).

$N = P_1 + P_2 + P_3 + E_{av} = 644,28$ kN/m

$T = 300,43$ kN/m

$$F_D = \frac{T}{E_{ah}} = \frac{300,43}{184,03} = 1,63 > 1,5$$

b) Tombamento

$$M_{estabil} = M_1 + M_2 + M_3 = 2065,11 \text{ kN m/m}$$

$$M_{instabil} = M_5 - M_4 = 122,96 \text{ kN m/m}$$

Fator de segurança contra tombamento:

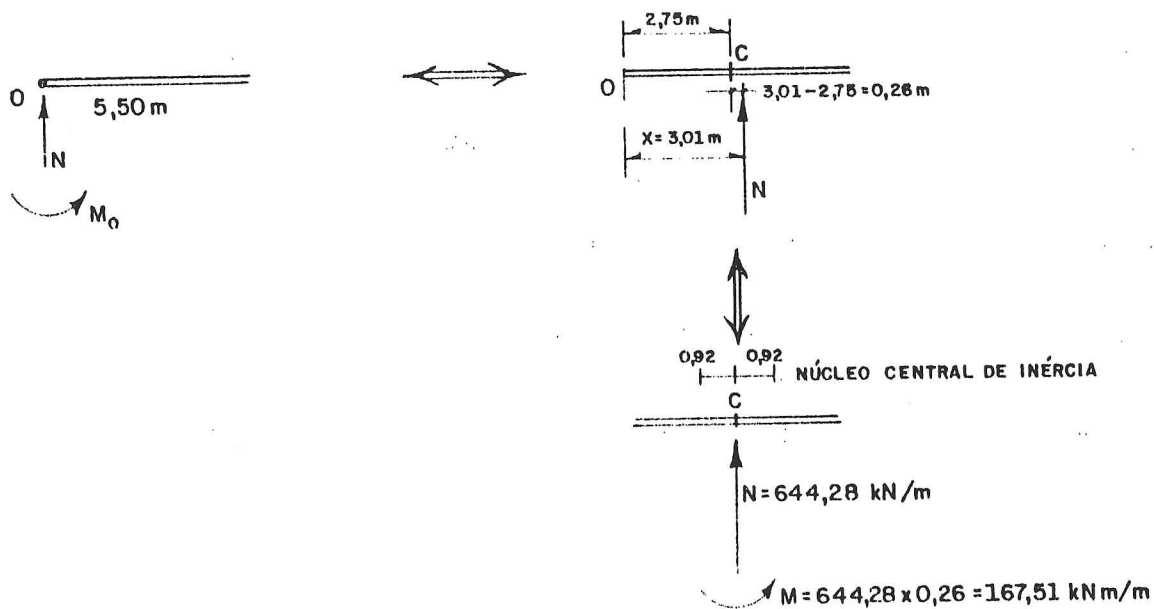
$$F_T = \frac{2065,11}{122,96} = 16,79 >> 1,5$$

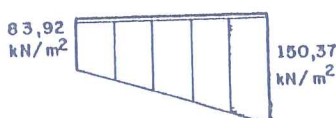
c) Capacidade de Carga

Distribuição de tensões na base

$$M_0 = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 - M_5 = 1942,15 \text{ kN m/m}$$

$$N = 644,28 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{M_0}{N} = \frac{1942,15}{644,28} = 3,01 \text{ m}$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{644,28}{5,50} + \frac{167,51}{\frac{5,50^2}{6}} = 150,37\ kN/m^2$$

$$\sigma_{mín} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = \frac{644,28}{5,50} - \frac{167,51}{\frac{5,50^2}{6}} = 83,92\ kN/m^2$$

A tensão de ruptura é calculada pela fórmula de Terzaghi (3):

$$\sigma_{rupt} = c'\ N_c + q\ N_q + \tfrac{1}{2}\ \gamma B\ N_\gamma$$

Os fatores N_c, N_q, N_γ estão em gráfico bem conhecidos (Terzaghi, 1948).

Para $\varnothing' = 30^0$: $N_c \approx 37$; $N_q \approx 21$; $N_\gamma \approx 20$

$$\sigma_{rupt} = 0 \times 37 + 18 \times 1,0 \times 21 + \tfrac{1}{2} \times 18 \times 5,50 \times 20 = 1368,00\ kN/m^2$$

Fator de segurança para capacidade de carga:

$$F_{c.c.} = \frac{\sigma_{rupt}}{\sigma_{máx}} = 9,10 > 3$$

Decorre pois que, nas condições do projeto, o muro apresenta-se estável.

d) Ruptura geral

Em princípio deverá também ser verificada. No entanto, na maioria dos casos (como este por exemplo) não é crítica.

2º Exercício

As dimensões para iniciar o projeto de um muro de flexão, recomendadas por Bowles (1968), constam da Figura 5.

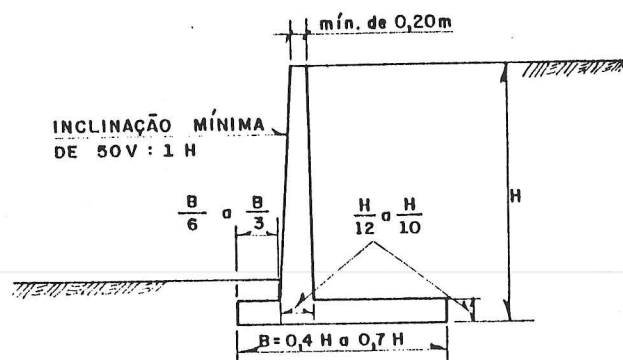



Figura 5 - Dimensões recomendadas para início de projeto

Cabe lembrar que, para muros de flexão dessa altura, adota-se o uso de contrafortes, que tornam mais econômico o dimensionamento das peças estruturais. Do ponto de vista do dimensionamento geotécnico, objeto deste curso, o procedimento é o mesmo.

Para o problema proposto a seguinte seção de muro (4) será adotada inicialmente (Figura 6).

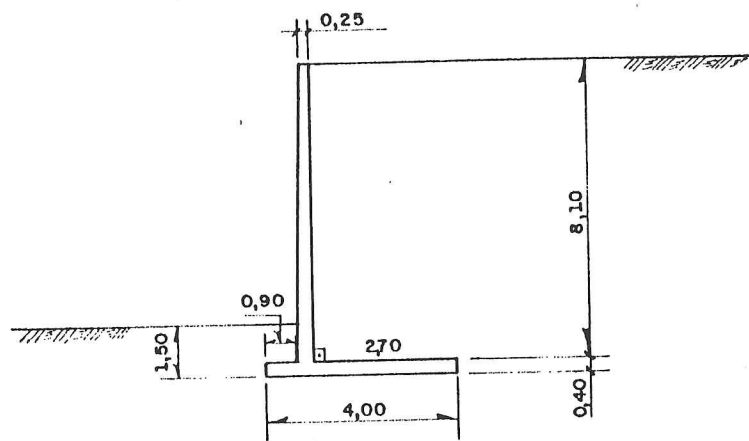



Figura 6 - Dimensões adotadas

Estimativa do Empuxo

Supondo que a parede seja flexível o suficiente para permitir, sem danos estruturais, as deformações que levam ao estado ativo, o empuxo correspondente a este caso limite será o empregado no projeto.

Costuma-se fazer a hipótese de que, atrás do muro, se desenvolva um estado ativo de Rankine. Ter-se-iam então linhas de escorregamento inclinadas de $45^{o} + \phi'/2$ com a horizontal (Figura 8).

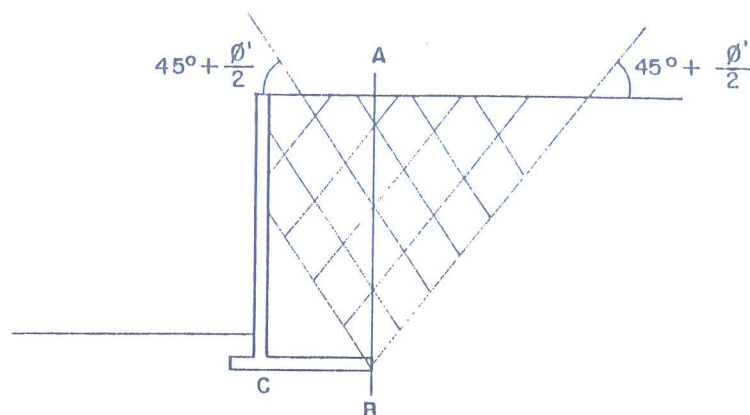



Figura 8 - Estado ativo atrás do muro

Na superfície vertical AB atua o empuxo ativo de Rankine, resultante da conhecida distribuição triangular de tensões.

Na verdade, a rugosidade do muro e diferentes mecanismos de ruptura levam a um estado de tensões diferente do de Rankine. Terzaghi (1948) segue um método que leva em conta o atrito entre solo e muro.

A hipótese de que a surperfície AB pertença a uma zona de Rankine é tão mais realista quanto mais distante estiver do tardoz, ou seja, quanto mais longa for a parte de trás da base (CB).

Interessa, dentro dessa hipótese, conhecer o empuxo ativo em AB. Note-se que o solo entre o tardoz e a surpefície AB passa a ser considerado como se fosse parte do muro, contribuindo com seu peso.

Empuxo Ativo:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2$$

$$K_a = \frac{1 - \text{sen } \varnothing'}{1 + \text{sen } \varnothing'} = \frac{1 - \text{sen } 34^o}{1 + \text{sen } 34^o} = 0{,}283$$

$$E_a = \frac{1}{2} \times 0{,}283 \times 19 \times 8{,}5^2 = 194{,}24 \text{ kN/m}$$

A Figura 9 a seguir mostra esquematicamente as forças envolvidas.

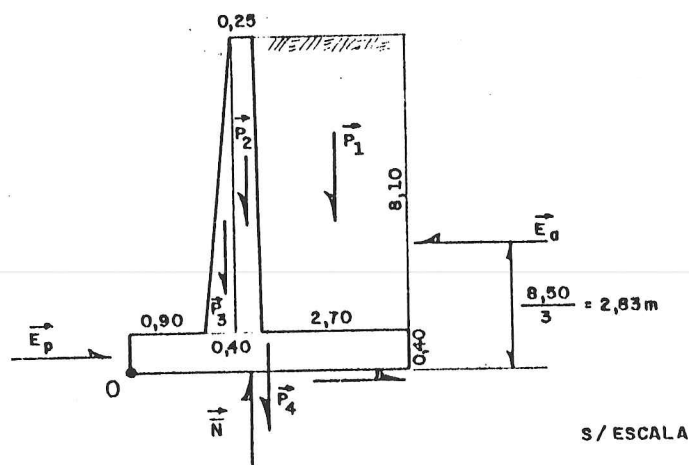



Figura 9 - Forças e linhas de ação

Forças[5] (P e E_a), braços de alavanca e momentos em relação ao ponto O.

P_1 = 19 X 2,70 X 8,10 = 415,53 kN/m[6]

b_1 = 2,65 m

M_1 = 1101,15 kN m/m

P_2 = 25 X 0,25 X 8,10 = 50,63 kN/m

b_2 = 1,175 m

M_2 = 59,48 kN m/m

P_3 = 25 X ½ X 0,15 X 8,10 = 15,19 kN/m

b_3 = 1,00 m

M_3 = 15,19 kN m/m

P_4 = 25 X 4,00 X 0,40 = 40,00 kN/m

b_4 = 2,00 m

M_4 = 80,00 kN m/m

E_a = 194.24 kN/m

b_5 = 2,83 m

M_5 = 549,70 kN m/m

Verificações da Estabilidade

a) Tombamento

$M_{estabil.} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 = 1255{,}82$ kN/m

$M_{instabil.} = M_5 = 549{,}70$ kN/m

$$F_T = \frac{1255{,}82}{549{,}70} = 2{,}28 > 1{,}5$$

b) Deslizamento

$T = \bar{N}\ tg\ \delta$

Adotando $\delta = 2/3\ \phi = 2/3\ 34^o = 22{,}7^o$

$N = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 521{,}35$ kN/m

$T = 521.35\ tg\ 22{,}7^o = 218{,}09$ kN/m

$$F_D = \frac{T}{E_a} = \frac{218{,}09}{198{,}24} = 1{,}12 < 1{,}5$$

Portanto, não satisfeito $F_D > 1{,}5$.

Caso se considere o empuxo passivo na frente do muro (Figura 10), haverá um aumento de F_D.

Figura 10 - Empuxo passivo na frente do muro

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\,\phi'}{1 - \text{sen}\,\phi'} = 3{,}54$$

O solo acima da base não será levado em conta por segurança, pois podera vir a ser escavado.

$$E_p = \tfrac{1}{2} K_p \gamma H^2 = \tfrac{1}{2} \times 3{,}54 \times 19 \times 0{,}4^2 = 5{,}38 \text{ kN/m}$$

Como foi visto na 9ª aula são necessárias deformações bem maiores que as do estado ativo para o estabelecimento do estado passivo.

Convém aplicar um fator de segurança (fator de minoração) ao empuxo passivo.

$$E_p' = \frac{E_p}{1{,}5} = 3{,}58 \text{ kN/m}$$

Voltando ao fator de segurança:

$$F_D = \frac{218{,}09}{194{,}24 - 3{,}58} = 1{,}14 < 1{,}5$$

O aumento em F_D foi insignificante.

Uma alternativa é instalar um dente sob a base, que levará uma região maior em direção ao estado passivo assim como ao aprofundamento de uma eventual superfície de ruptura no deslizamento. Nessas condições, tal superfície se desenvolverá bem abaixo do contato entre a base do muro e o solo, podendo-se utilizar os parâmetros de resistência integrais do solo (ø' em vez de δ'). Além disso, a superfície de ruptura não será mais horizontal, tendo que se desenvolver como indicado na Figura 11.

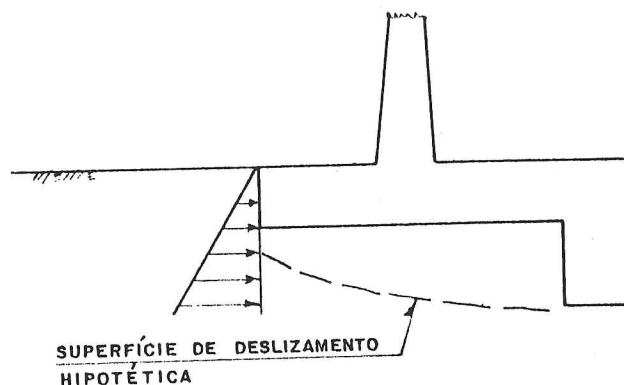



Figura 11 - Dente para aumentar a resistência ao deslizamento

$E_p = \frac{1}{2} \times 3{,}54 \times 19 \times 0{,}9^2 = 27{,}24\ kN/m$

$E_p' = \frac{27{,}24}{1{,}5} = 18{,}16\ kN/m$

Por outro lado utilizando-se integralmente Ø' vem:

$T = 521{,}35\ tg\ 34^o = 351{,}66\ kN/m$

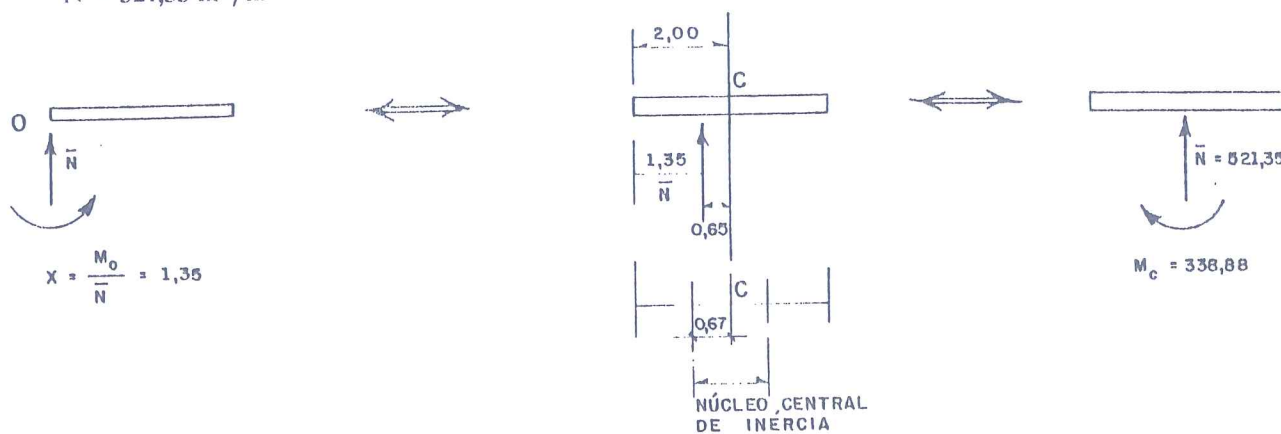
$F_D = \frac{351{,}66}{194{,}24 - 18{,}16} = 2{,}00 > 1{,}5$

Outra alternativa, porém menos eficiente, seria aumentar a largura da base.

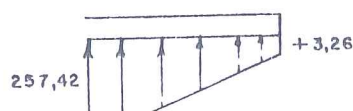
c) Capacidade de Carga

Distribuição de tensões na base

$M_0 = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 - M_5 = 706{,}12\ kN/m$

$N = 521{,}35\ kN/m$

Supondo distribuição linear de tensões, têm-se:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{521{,}35}{4} + \frac{338{,}88}{4^2/6} = 257{,}42\ kN/m^2$$

$$\sigma_{máx} = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} = 3{,}26\ kN/m$$

Pela fórmula de Terzaghi:

$$\sigma_{rupt} = c\,N_c + q\,N_q + \tfrac{1}{2}\gamma\,B\,N_\gamma$$

Para $\varnothing = 34^o$: $N_c \approx 42.9$; $N_q \approx 30{,}3$; $N_\gamma \approx 36{,}2$

$$F_{c.c.} = \frac{\sigma_{rupt.}}{\sigma_{máx}} = \frac{2239{,}15}{257{,}42} = 8{,}70 > 3$$

Uma análise mais rigorosa incluiria a excentricidade na força normal. Vide a nota (3) à página 195.

Concluindo, de acordo com as condições do projeto o muro pode ser considerado estável.

3º Exercício

A drenagem é fundamental no projeto de qualquer muro de arrimo.

Deve-se prover um sistema de drenagem eficiente para a redução das pressæes neutras no maciço atrás do muro. Do contrário surgirão acréscimos significativos no empuxo sobre a estrutura de arrimo.

O primeiro passo no sentido de garantir uma drenagem adequada consiste em empregar solos granulares (de elevada permeabilidade) no reaterro com a vantagem adicional de se atingir o estado ativo com pequenos deslocamentos. A camada de recobrimento superficial deve ser mais argilosa para funcionar como "selo impermeabilizante".

Elementos primordiais são os drenos que conduzem a água que percola pelo maciço.

A Figura 12 mostra a seção transversal de um muro de gravidade com dreno vertical (contínuo longitudinalmente) e a rede de fluxo na época de chuvas intensas. Drenos barbacãs são instalados junto à base do muro para captar a água que vem do dreno vertical. Uma canaleta longitudinal recebe o fluxo em seguida. De preferência uma segunda linha de drenos deve ser instalada um pouco acima da base (há casos de várias linhas de drenos).

É importante ressaltar que, mesmo com o dreno vertical, pressæes neutras apreciáveis podem surgir no maciço, conforme mostra a rede de fluxo.

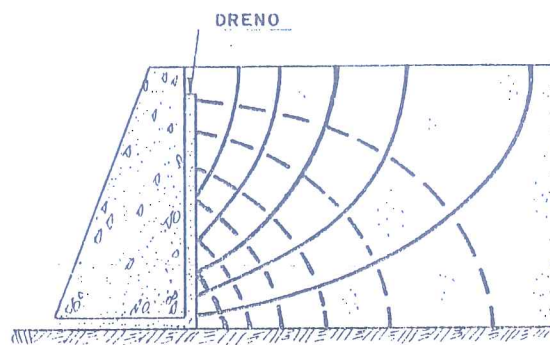



Figura 12 - Muro de arrimo com dreno vertical

Um outro tipo de dreno é o inclinado (Figura 13). É executado sobre o talude do terreno natural antes de se proceder ao reaterro, ou no interior do aterro. Drenos barbacãs (uma linha na base, ou, preferencialmente, duas ou três linhas) e canaleta longitudinal completam o sistema.

O dreno inclinado é mais eficiente, pois força a ocorrência de um fluxo vertical no qual a pressão neutra é atmosférica.

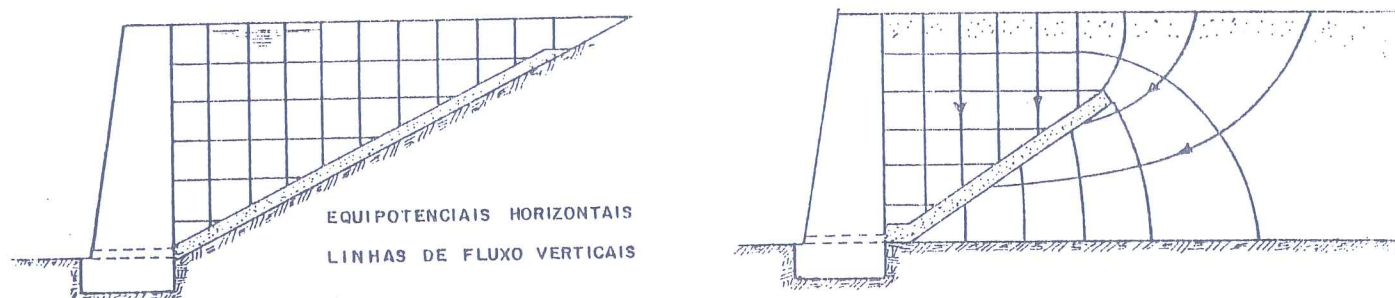



Figura 13 - Muros de arrimo com drenos inclinados

Os drenos devem ser constituídos de materiais muito mais permeáveis que o do aterro. O aterro deve ser sempre capeado por uma camada mais argilosa e menos permeável.

Poderá ser necessária, então, uma transição granulométrica entre dreno e aterro obedecendo aos critérios de filtro de Bertram-Terzaghi, caso o próprio material do dreno não os obedeça, em relação ao solo do aterro.

Alternativamente podem-se empregar tubos de PVC perfurados envolvidos com manta geotêxtil em vez do tapete drenante, porém sua eficiência pode ser bastante inferior, seja pela menor área de influência, seja pelo risco de colmatação do geotêxtil.

BIBLIOGRAFIA

BOWLES, J.E. (1968). "Foundation Analysis and Design". ISE Tokyo, McGraw-Hill Jogakusha, 659 p..

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. (1979). "Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

PECK, R.B.; HANSON, W.E., THORNBURN, T.H. (1953). "Foundation Engineering".

TERZAGHI, K.; PECK, R.B. (1967). "Soil Mechanics in Engineering Practice". 2ª ed.. Editado por John Wiley & Sons, New York.

TSCHEBOTARIOFF, G.P. (1973). "Soil Mechanics, Foundations and Earth Structures". 2ª ed.. Editado por McGraw-Hill, New York.

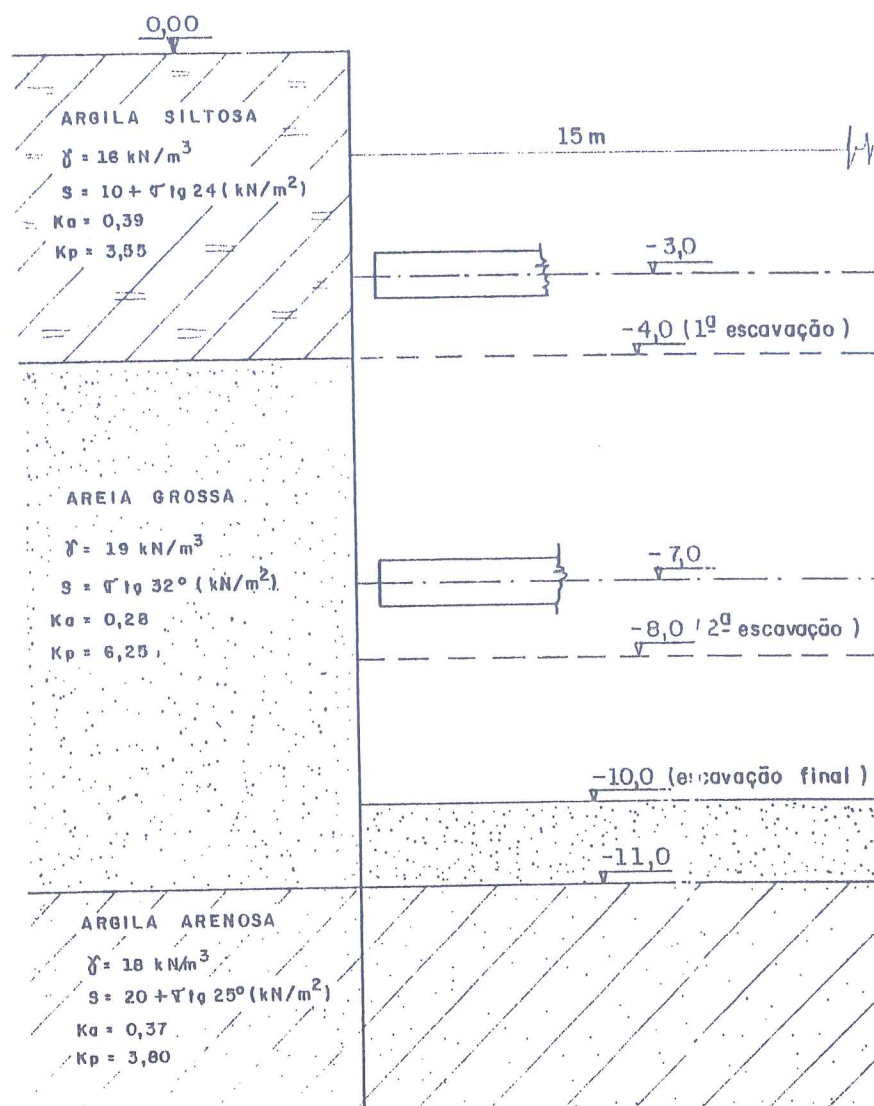
VARGAS, M. (1978). "Introdução à Mecânica dos Solos". EPUSP e MacGraw-Hill do Brasil, São Paulo.

11ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESCORAMENTO DE VALAS

Para construção de uma galeria para uma das linhas do Metrô, será necessária a escavação de uma vala com 10 m de profundidade. O estudo do método construtivo da obra indicou que será possível a utilização de dois níveis de escoramento, conforme indicado na figura abaixo.

Pede-se: projetar o sistema de escoramento, sabendo-se que não há edificações próximas sensíveis a recalques.

Observação: K_a e K_p obtidos com $\delta = 2/3\ \emptyset$, conforme teorias de Krey, Caqüot-Kerisel e outras.

SOLUÇÃO DA 11ª AULA DE EXERCÍCIOS

ESCORAMENTO DE VALAS

Comentários Iniciais

1. Escolha do sistema de escoramento

Para o projeto completo de uma vala deve-se, inicialmente, decidir sobre o tipo de escoramento que será empregado.

Chama-se de sistema de escoramento ao conjunto composto pela parede de contenção e elementos de suporte (estroncas ou tirantes).

Conceitualmente os sistemas de escoramento apresentam dois tipos básicos de comportamento: são rígidos ou flexíveis.

Os rígidos são aqueles que permitem apenas pequenos deslocamentos da parede de contenção e, conseqüentemente, minimizam os recalques à superfície.

Os flexíveis permitem maiores deslocamentos da parede de contenção, o que conduz a maiores recalques à superfície.

Como a grandeza dos empuxos está diretamente relacionada com as deformações, os sistemas de contenção rígidos suportam empuxos maiores que os flexíveis.

A definição de um sistema de contenção como rígido ou flexível é função do produto de rigidez (EI) da parede de contenção, do tipo de suporte (estronca ou tirante) e do vão entre as estroncas ou tirantes.

Em função das utilizações usuais, existe um vício mental de se definir como rígidos sistemas de contenção com paredes-diafragma, estacas justapostas de concreto etc., e como flexíveis aqueles compostos de perfis metálicos com pranchões de madeira, estacas-prancha etc..

Evidentemente, sistemas rígidos custam mais caros que sistemas flexíveis.

Em resumo, a escolha do sistema de contenção depende fundamentalmente da grandeza dos deslocamentos permissíveis da parede de contenção e, conseqüentemente, dos recalques nas vizinhanças da escavação.

Decidido o tipo de parede de contenção a empregar, deve-se agora optar pelo escoramento em si, isto é, por estroncas ou tirantes. Esta escolha já não é tão flexível quanto a anterior, visto que depende das dimensões da vala, da circulação dentro dela, das edificações, e principalmente das fundações próximas à vala.

Estroncas são, em geral, preferidas aos tirantes devido à instalação mais rápida e custo bastante inferior, face ao reaproveitamento possível. Entretanto, quando a vala tem uma largura muito grande, o emprego de estroncas passa a ser problemático. Preocupações que podem e normalmente são negligenciadas em pequenas valas, não são descartáveis para valas muito largas, como por exemplo:

. peso próprio da estronca, que obriga a utilização de estacas intermediárias para que a flecha não seja acentuada (problemas com flambagem da estronca);

. efeito da temperatura, que obriga a um tratamento bastante caro das estroncas;

. circulação dentro da vala, e outros problemas que devem ser analisados especificamente em cada obra.

A utilização de estroncas muito compridas é função de uma análise de custos e benefícios.

Apenas a título de curiosidade, na escavação para construção da Estação Sé do Metrô de São Paulo chegou-se a empregar estroncas com cerca de 60 m de comprimento; na Estação República do Metrô de São Paulo empregaram-se estroncas de até 40 m de comprimento.

Quando se pretende diminuir os deslocamentos de uma parede estroncada pode-se utilizar o artifício de instalar as estroncas com pré-compressão.

O emprego de tirantes é preterido, sempre que possível, face ao de estroncas, devido ao maior tempo necessário à instalação, ao custo e ao não reaproveitamento. No entanto, há vezes em que o seu uso se impõe. A grande vantagem é que a incorporação do tirante é feita com a aplicação de uma carga (equivalente à pré-compressão das estroncas, cara e trabalhosa) que diminui os deslocamentos da parede e conseqüentemente os recalques nas vizinhanças da vala.

2. Cálculos de projeto

Escolhido o sistema de contenção, passa-se à definição dos cálculos para o projeto completo da obra:

. verificação da parede e do escoramento em relação aos esforços solicitantes;

. estabilidade da ficha;

. ruptura de fundo;

. "piping" e "levantamento do fundo";

. "efeito de faca" (Weissenbach);

. estimativa dos deslocamentos à superfície;

. estabilidade interna dos tirantes (quando os houver).

2.1 Verificação da parede e do escoramento em relação aos esforços solicitantes

a) Tipos de cálculo

Há, básicamente, duas maneiras de se realizar os cálculos dos esforços solicitantes na parede e no escoramento:

. cálculo evolutivo

. cálculo não evolutivo

O cálculo evolutivo é o feito considerando-se cada uma das fases de evolução da escavação e instalação de escoramento. É o que pode dar resultados mais corretos em função do modelo de cálculo adotado e da maneira como for considerada a reologia dos materiais envolvidos, dos quais o mais complexo é o solo. Por mais simples que seja o modelo de cálculo adotado, este é um cálculo bastante trabalhoso, sendo imperiosa a utilização de computadores.

O cálculo não evolutivo é mais simples, menos realista e o mais utilizado até o momento. Considera cada uma fases de evolução da escavação independentemente das demais. Neste cálculo nada se cogita sobre a reologia dos materiais envolvidos, muito menos o complexo comportamento dos solos.

Para qualquer uma das maneiras de cálculo, pode-se utilizar modelos unidimensionais e bidimensonais.

O cálculo de valas mais difundido até o momento é o com modelo unidimensional (viga contínua) e cálculo não evolutivo, que será o aqui utilizado.

Observe-se que o cálculo com modelos bidimensionais exige a utilização de computadores.

Para o cálculo dos esforços solicitantes no escoramento, faz-se necessária a avaliação das cargas

b) Empuxos do solo

Os empuxos do solo vistos até aqui apresentavam-se com uma distribuição triangular relativa a um determinado tipo de movimento da parede de contenção.

Estudos em modelos e medidas em obras (ASCE, Speciality Conference, 1970) forneceram elementos para uma série de diagramas aplicáveis a casos específicos, tais como:

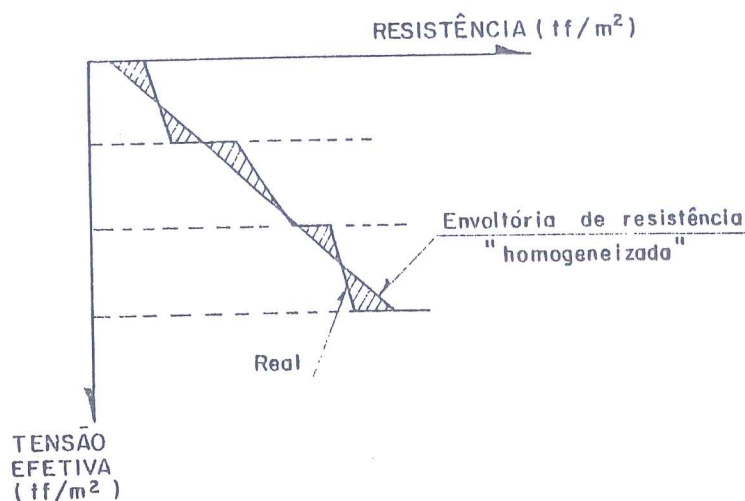
. escoramento flexíveis estroncados em areias, argilas moles a médias e argilas rijas fissuradas (Mello, 1975);

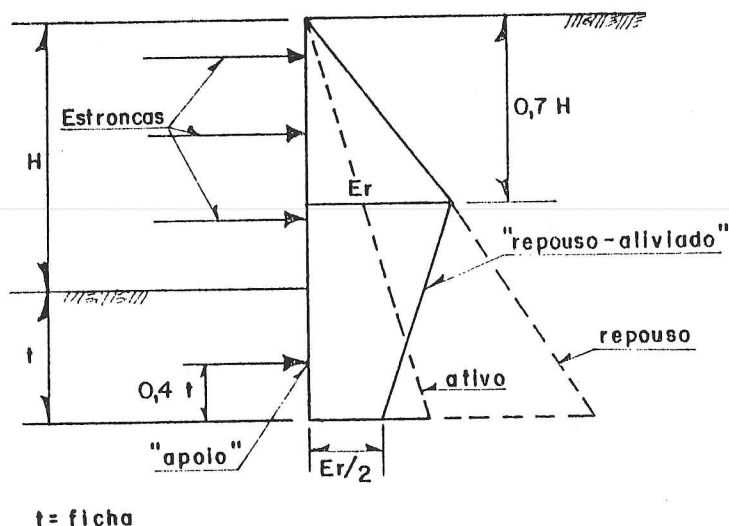
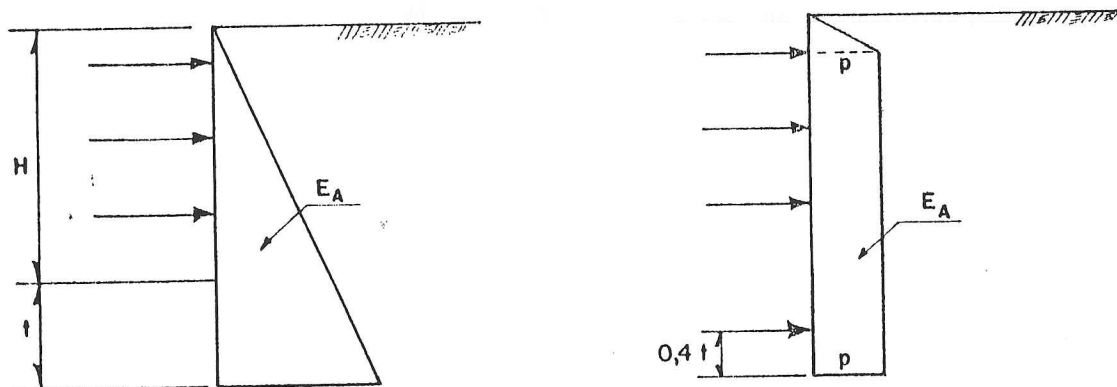
. escoramentos flexíveis estroncados em argilas (Tschebotarioff, 1951);

. escoramentos rígidos estroncados em solo genérico (Brinch, Hansen e Danish, 1953).

Há ainda poucos dados sobre cortinas atirantadas e sobre escoramentos rígidos com estroncas pré-comprimidas. Existem indicações seguras de que neste caso o diagrama tende a um formato triangular, atenuando-se próximo ao fundo da vala.

Daqui para frente o que se dirá está baseado nas recomendações para o cálculo de valas do Metrô de São Paulo, sob orientação alemã, e que estão sendo revisadas.

O primeiro passo é uma homogeneização do solo, isto é, substituir as diversas camadas existentes com os respectivos parâmetros de resistência por uma única camada com uma única equação de resistência, tal que haja uma "compensação de áreas", como indicado abaixo:

Há, evidentemente, infinitas soluções que apresentam compensação de áreas. A normalmente adotada é aquela dos mínimos quadrados.

qual é uma envoltória empírica entre os diagramas ativo e de repouso.

No caso de escoramentos flexíveis, devido aos deslocamentos que podem ocorrer, o diagrama de empuxo adotado para cálculo deveria ser o ativo. Como se verificou que há uma forte tendência a uniformização do carregamento (ASCE, Speciality Conference, 1970), o diagrama de cálculo utilizado é um diagrama "retificado" com carga total equivalente ao diagrama de empuxo ativo, como abaixo indicado:

A retificação do empuxo abaixo da cota de escavação depende, na realidade, da deformação permitida ou aceita para a parede.

O solo interno à vala é representado por um apoio equivalente a cerca de 0,4 t a partir do pé da ficha, onde t é o comprimento da ficha.

O cálculo é feito carregando-se a viga apenas até a cota do fundo da vala (admite-se que o carregamento devido ao empuxo ativo retificado na região da ficha é absorvido diretamente pelo "apoio equivalente").

c) Sobrecargas

Deve-se considerar as sobrecargas de edificações vizinhas à vala, as sobrecargas tipo multidão (semi-infinita e adotada em geral igual a 1,0 tf/m^2) e as devidas ao equipamento (faixa uniforme).

As distribuições das demais sobrecargas consideradas como carregamento ao longo da parede são feitas através das fórmulas conhecidas de Boussinesq, obtidas da Teoria da Elasticidade.

d) Água

Evidentemente, sempre que houver água, o seu efeito deverá ser considerado tanto na determinação dos empuxos ativo e passivo quanto como carregamento aplicado à parede. No caso dos escoramentos constituídos por perfis e pranchões (drenantes), geralmente se admite a inexistência de empuxos d'água.

e) Cálculo dos esforços solicitantes

Com o que foi dito anteriormente, pode-se proceder ao cálculo dos esforços solicitantes na parede e no escoramento e a partir daí fazer o seu dimensionamento.

2.2 Estabilidade da ficha

Chama-se verificação de estabilidade da ficha à determinação do coeficiente de segurança entre o empuxo passivo disponível e o necessário para manter a viga calculada em equilíbrio. O coeficiente de segurança é definido como:

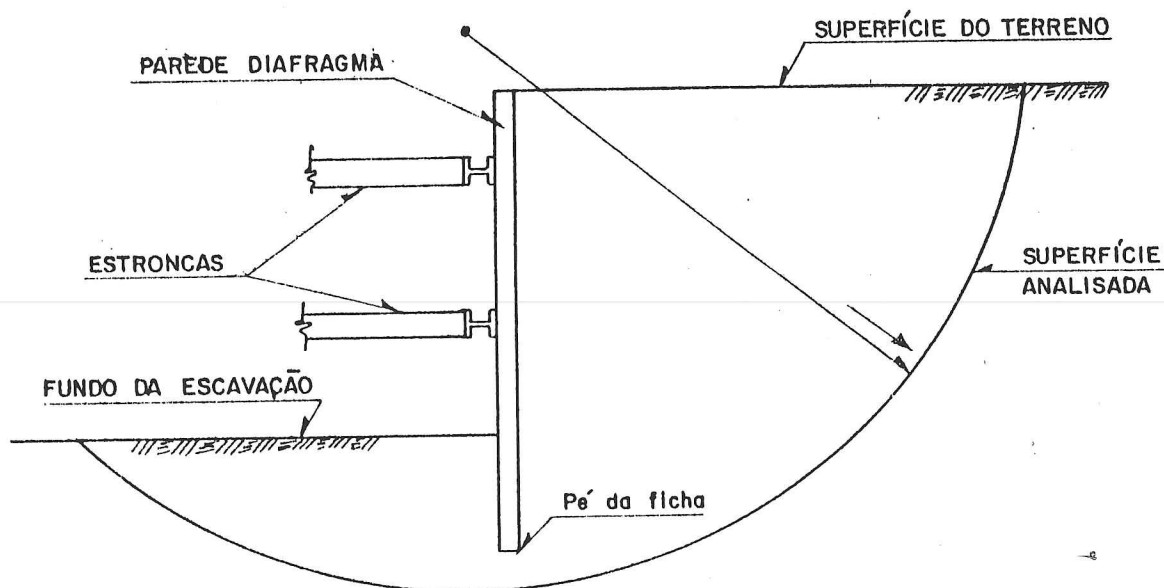
$$FS = \frac{E_p}{R_f + \delta E_a}$$

E_p = empuxo passivo disponível;

R_f = reação na ficha, isto é, reação no apoio da viga que simula o solo interno à vala;

δE_a = parcela do empuxo ativo na ficha, não considerado no cálculo de viga, e que se admite ir direto para o apoio da ficha.

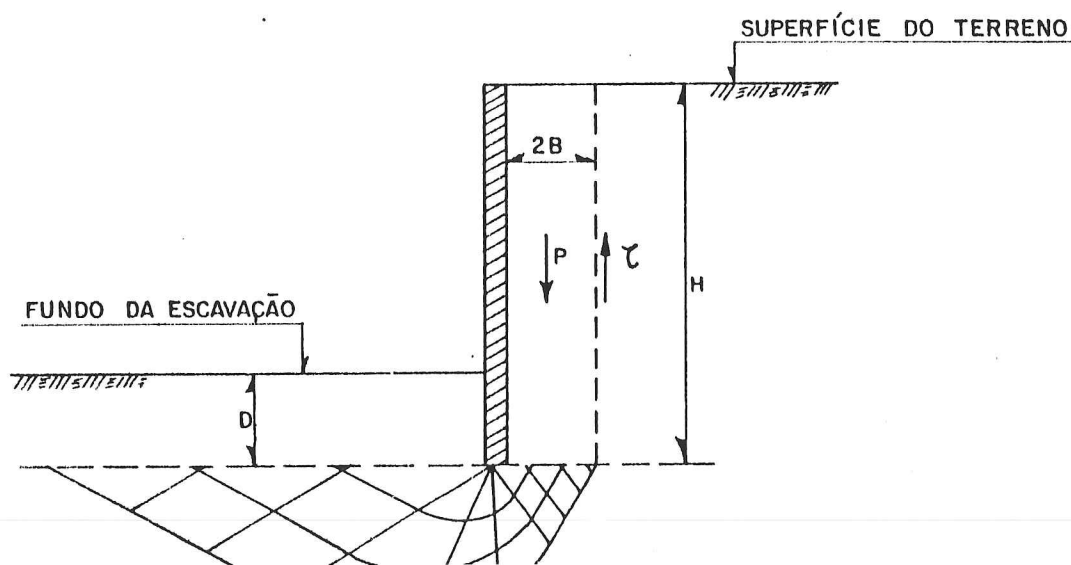
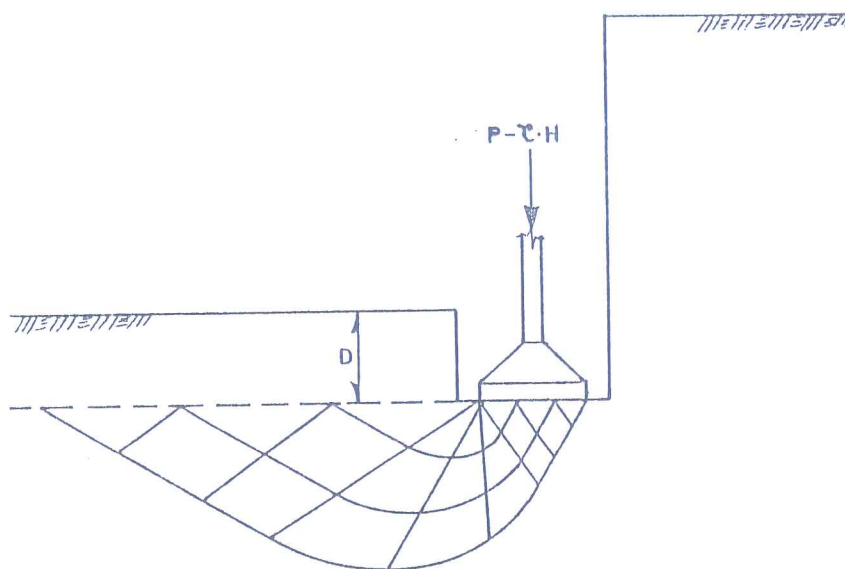
2.3 Ruptura geral (Marzionna, 1977)

O objetivo desta verificação é garantir um coeficiente de segurança adequado a uma ruptura por movimento de corpo rígido do sistema solo-parede-escoramento, por baixo do pé da ficha, conforme exemplifica a figura abaixo:

A estabilidade geral pode ser calculada por qualquer método de análise de estabilidade de taludes. Neste caso, deve-se garantir um coeficiente de segurança adequado para qualquer superfície passando abaixo do pé da ficha, levando-se em conta também os esforços nas estroncas ou tirantes.

Verifica-se, portanto, que a função da ficha quanto à estabilidade geral está intimamente ligada à posição e quantidade das estroncas, pois elas podem até garantir a estabilidade do sistema, prescindindo-se da ficha.

2.4 Ruptura de fundo

Outra função da ficha das paredes de contenção é garantir adequado coeficiente de segurança quanto a uma possível ruptura do fundo da vala.

Para simplificar este estudo pode-se representar o problema por uma sapata corrida fictícia de solo apoiada na cota do pé da ficha, como apresentado nas figuras a seguir:

A segurança é definida como sendo a relação entre a capacidade de carga do solo, na cota do pé da ficha, e a carga que uma faixa de solo de largura 2B aplica nesta mesma cota.

Das figuras anteriores depreende-se que a função da ficha na estabilidade de fundo é garantir um aumento da capacidade de carga do solo através de um efeito de profundidade na cota de apoio da sapata fictícia.

A largura (2B) da sapata fictícia é variável, pois não se sabe a priori qual será a largura que dará origem à sapata com o menor coeficiente de segurança, normalmente calculado através da aplicação da teoria de capacidade de carga de Terzaghi.

Evidentemente só é necessário verificar a capacidade de carga das "sapatas" cujas superfícies de ruptura passem pelo interior da vala, pois são as unicas possíveis de ocorrerem.

Convém lembrar que a teoria de Terzaghi para capacidade de carga de solos vale para sapatas rasas, isto é, aquelas que possuem a menor dimensão maior ou igual à profundidade em que se apoiará. Quando tal condição deixa de ser verificada, não seria mais aceitável tal verificação por essa teoria.

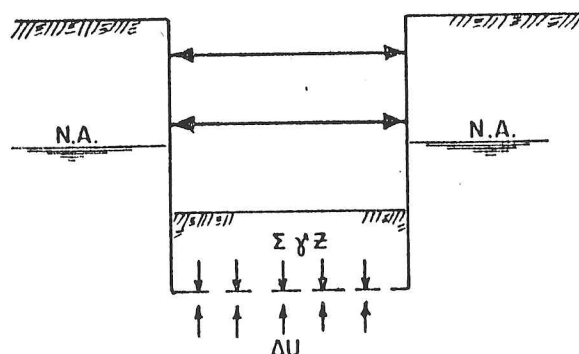
Entretanto, como na grande maioria dos casos esta verificação não é condicionante do comprimento da ficha e o coeficiente de segurança imposto é elevado, a aplicação desta teoria um pouco fora dos seus limites de validade acaba por conduzir a valores do coeficiente de seguraça sastifatórios em se tratando de obras provisórias.

"Piping" e "levantamento de fundo"

Além dos riscos de ruptura do fundo da escavação, a vala deve sempre estar o mais seca possível a fim de

Quando o escoramento é feito com paredes-diafragma, por elas serem bastante estanques, pode-se em algumas condições esgotar a vala internamente sem provocar alterações sensíveis no nível d'água externo. Nessas condições, isto é, quando o nível d'água interno à vala é rebaixado e o externo não o é, podem ocorrer dois fenômenos: "piping" e "levantamento do fundo".

Nos escoramentos de perfil-pranchada, o rebaixamento do nível d'água se impõe face à não estanqueidade da parede de contenção.

Para garantir a estabilidade quanto ao "levantamento", basta que a subpressão no fundo da vala seja menor que o peso de terra dividido por um coeficiente de segurança.

$$FS_{min.} = \frac{\Sigma \gamma z}{\Delta U}$$

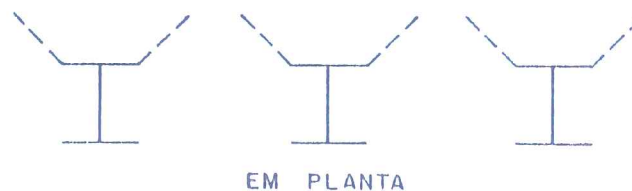
Para que não ocorra "piping " em solos arenosos, o gradiente de saída deve ser menor que o gradiente hidráulico crítico. Algumas das medidas possíveis para garantir estabilidade nos casos críticos são:

. aumentar a ficha;

. instalar poços de alívio no fundo da vala;

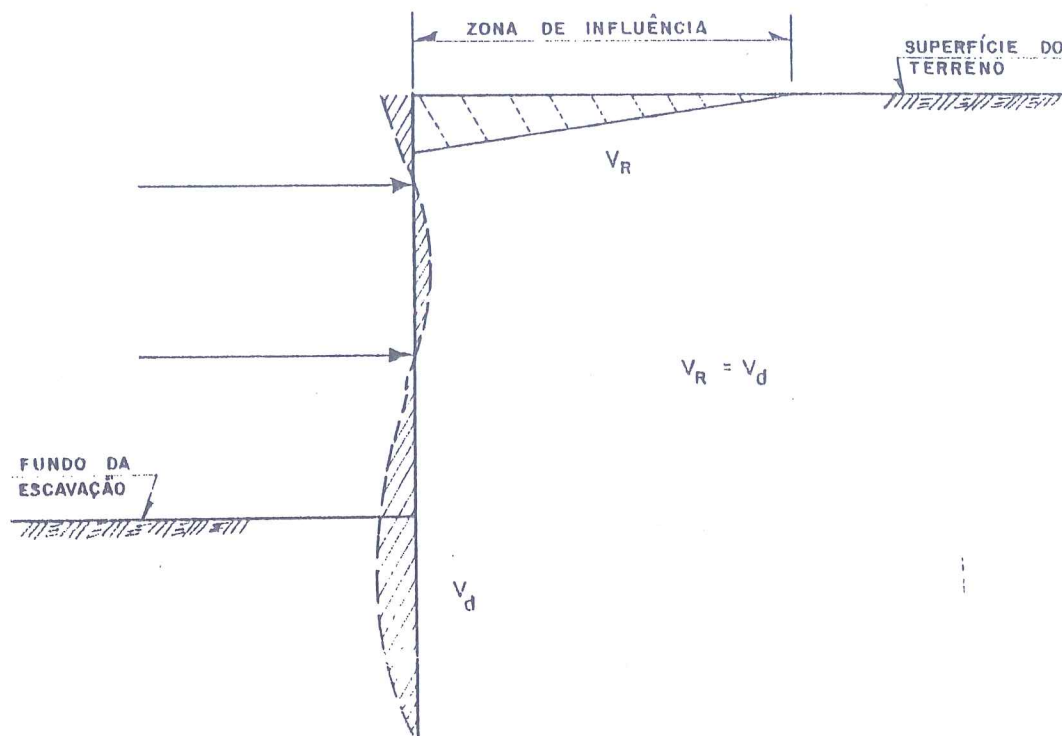
. rebaixar parcialmente o nível d'água.

2.6 Efeito de faca

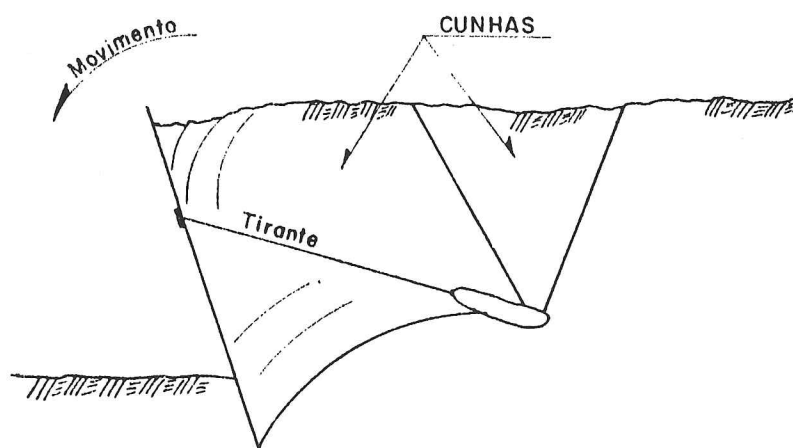
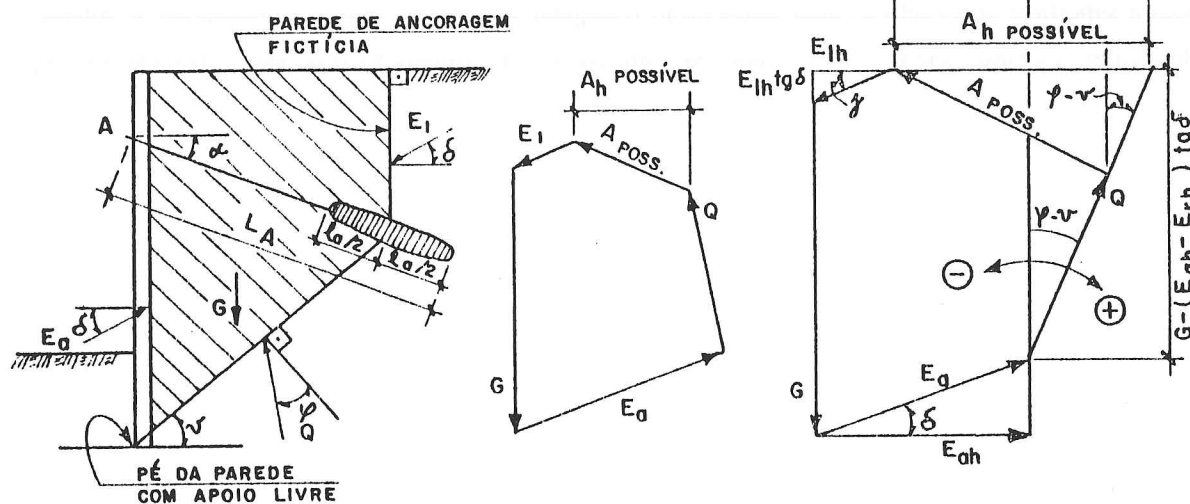
Esta é uma verificação que deve ser feita exclusivamente quando a parede de contenção for constituída por elementos descontínuos, tais como perfis metálicos e pranchões. Se os perfis estiverem muito espaçados entre si de tal maneira que não se possa considerá-los como uma parede contínua, o empuxo passivo disponível não poderá mais ser calculado pela teoria clássica de Rankine. Utiliza-se cálculo baseado em um artigo publicado por Weissenbach (1962), que procura levar em conta a capacidade de mobilização do empuxo passivo de cada perfil. Veja esquema a seguir:

2.7 Estimativa dos deslocamentos à superfície

Essa verificação objetiva garantir que com a ficha determinada pelos critérios anteriores, os deslocamentos a que a parede estará sujeita originem à superfície deslocamentos compatíveis com os máximos admissíveis pelas estruturas e utilidades vizinhas à escavação (Marzionna, 1977).

Como a fixação da ficha é feita com um modelo estrutural unidimensional e bastante simples (viga contínua sobre apoios indeslocáveis), a avaliação dos recalques à superfície, por coerência, deve ser feita também de maneira simplista. Os resultados obtidos devem ser aceitos com reservas e aferidos com resultados reais de seções semelhantes instrumentadas, sempre que houver. Nesse caso é muito importante a sensibilidade e experiência do projetista.

Em função da geometria do problema e das características dos solos envolvidos pode-se avaliar a região da superfície do terreno que deverá sofrer efeitos sensíveis da escavação. Pode-se, por exemplo, estimar os recalques à superfície admitindo-se uma distribuição triangular para os mesmos, e impondo-se o volume total de recalques à superfície igual ao volume existente entre a deformada final da viga calculada e a sua posição inicial, conforme ilustrado a seguir.

2.8 Estabilidade interna dos tirantes (Método de Kranz)

Consiste na verificação à ruptura do maciço contido por uma estrutura atirantada, segundo uma superfície profunda de deslizamento que ocorre a partir do pé da parede.

Para cada tirante, dependendo do seu comprimento, existe um valor limite da força de protensão, acima da qual ocorrerá o deslizamento de uma cunha de solo que se desprenderá junto com o tirante, como indicado na figura abaixo.

A verificação é feita, simplificadamente, como indicado a seguir:

O fator de segurança é definido pela relação entre a força máxima possível do tirante, obtida do polígono de forças, e a força solicitante existente, fornecida de acordo com as considerações do cálculo estático. A segurança em relação à estabilidade interna é considerada satisfatória quando o comprimento adotado para o tirante implique em que as forças resistentes sejam da ordem de pelo menos uma vez e meia os esforços solicitantes.

$$FS = \frac{A_{h\ poss.}}{A_{h\ exist.}} \geq 1,5$$

1. Escolha do sistema de escoramento

Como nada foi dito sobre edificações vizinhas à vala, não há justificativa aparente para preocupações quanto a deslocamentos da parede e conseqüentes recalques à superfície. Assim sendo, optaremos pela escolha de uma parede de contenção constituída de perfis metálicos com pranchões de madeira e estroncas sem pré-compressão.

2. Cálculos

2.1 Verificação da parede e do escoramento em relação aos esforços solicitantes

Adotaremos modelo unidimensional (viga contínua) e cálculo não evolutivo, conforme citado anteriormente.

Vamos admitir como primeira estimativa que 3,0 m de ficha sejam suficientes.

Homogeneização do solo

Cota (m)	$\overline{\sigma}$ (t/m^2)	s (t/m^2)
0,0	0	1,0
- 4,0	6,40	3,85
- 4,0	6,40	4,00
- 5,0	10,20	6,37
- 11,0	14,70	9,19
- 11,0	14,70	8,85
- 13,0	16,30	9,60

O projeto da vala seria feito então com a envoltória de resistência "homogeneizada" acima.

A título de generalização não será considerada a homogeneização, sendo o cálculo dos empuxos feito considerando cada uma das camadas.

Admitiremos que o nível d'água esteja rebaixado até a cota de fundo da escavação, em vista do que foi discutido no item 2.5.

Por simplicidade será calculada apenas a fase final da escavação e não serão consideradas sobrecargas.

As tensões serão calculadas pelas expressões:

ativo: $\sigma_{ha}' = \sigma_v' K_a - 2c\sqrt{K_a}$

passivo: $\sigma_{hp}' = \sigma_v' K_p + 2c\sqrt{K_p}$

Retificação do empuxo ativo

$$E_a = \tfrac{1}{2} X 1{,}25 X 4{,}0 + \tfrac{1}{2} X (1{,}79 + 4{,}98) X 6{,}0 + \tfrac{1}{2} X (4{,}98 + 5{,}24) X 1{,}0 + \tfrac{1}{2} X (4{,}49 + 5{,}08) X 2{,}0$$

$$E_a = 37{,}49 \text{ tf/m}$$

$$\tfrac{1}{2} X 3{,}0 X p + 10{,}0 X p = E_a = 37{,}49$$

$$p = 3{,}26 \text{ tf/m}^2$$

Com o carregamento resultante do empuxo ativo retificado calcularemos o perfil como viga contínua.

"PRESSÕES ATUANTES" NA VIGA CONTÍNUA

3,26 tf/m

	3,0		4,0		3,0 / 1,80		1,20
M (−) (tf m/m)		−4,89		−5,63		0	
M (+) "			1,26		3,93		
V (tf/m)	−4,89		6,33 / −6,71		7,89 / −1,88		
R		11,22		14,60		1,88	

Com esses resultados e o cálculo das fases intermediárias pode-se então proceder ao dimensionamento do perfil.

2.2 Estabilidade da Ficha

$$E_p = \tfrac{1}{2} X 5{,}63 X 1{,}0 + \tfrac{1}{2} X (11{,}22 + 17{,}30) X 2{,}0 = 31{,}34 \text{ tf/m}$$

$$\delta E_a = 3{,}26 X 3{,}0 = 9{,}78 \text{ tf/m}$$

$$R_f = 1{,}88 \text{ tf/m}$$

$$FS = \frac{E_p}{R_f + \delta E_a} = \frac{31{,}34}{1{,}88 + 9{,}78} = 2{,}69 >> FS_{mín} = 1{,}5$$

Portanto a ficha poderia ser menor que os 3,0 m adotados.

Normalmente utiliza-se 2,5 m como ficha mínima em valas com dimensões da ordem das do problema em questão.

2.3 Ruptura geral

A verificação da estabilidade geral é feita normalmente através dos métodos usuais (Fellenius, Bishop Simplificado etc.), e destina-se a pesquisar a possibilidade de uma ruptura profunda (abaixo do pé da cortina), que englobasse todo o conjunto.

Deve-se, no entanto, considerar o efeito das forças das entroncas como esforços externos solicitantes.

2.4 Ruptura de fundo

Em materiais como os que estão envolvidos, a ruptura de fundo não é, em geral, condicionante.

Apenas para simplificação vamos considerar aqui a envoltória de resistência homogeneizada:
$s = 0{,}68 + \sigma' \operatorname{tg} 29^{o}$ (tf/m^2).

$$FS = \frac{Q'}{P}$$

onde Q' = capacidade de carga do solo na cota do pé da ficha;
P = carga devida à pressão vertical que um prisma de solo de largura 2B aplicada na mesma cota.

O escoramento impede que o solo localizado sobre a área carregada siga o movimento lateral do solo localizado abaixo dessa área. Portanto, a capacidade de carga Q' por unidade de comprimento de uma faixa de largura B é aproximadamente igual à metade da capacidade de carga Q de uma sapata contínua de largura 2B cuja base rugosa seja apoiada na superfície do solo.

$$Q' = \frac{1}{2} Q$$

$$Q = 2B\,(c\,N_c + \gamma D\,N_q + \gamma B\,N_\gamma)$$

$\phi = 29^{o}$; $N_c = 32$; $N_q = 18$; $N_\gamma = 18$.

$$Q'/B = 0{,}68 \times 32 + (1{,}9 - 1{,}0) \times 1{,}0 + (1{,}8 - 1{,}0) \times 2{,}0 \times 18 + 1{,}8 \times B \times 18$$

$$Q' = B\,(66{,}76 + 32{,}4\,B)$$

A carga P é igual à diferença entre o peso do prisma de solo e a força de cisalhamento total no contorno do

$$P = \gamma H\, 2B - E_a\, tg\, \emptyset - c\, H$$

$$H = 1{,}6 \times 4{,}0 + 1{,}9 \times 6{,}0 + (1{,}9-1{,}0) \times 1{,}0 + (1{,}8-1{,}0) \times 2{,}0 = 20{,}30$$

$$P = 20{,}30 \times 2B - 37{,}49\, tg\, 29^o - 0{,}68 \times 13 = 40{,}60B - 20{,}78 - 8{,}84 = 40{,}60B - 29{,}62$$

$$FS = \frac{(66{,}76 + 32{,}4B)\,B}{40{,}60B - 29{,}62}$$

B (m)	1,0	2,0	3,0	4,0
FS	9,0	5,1	5,3	5,9

Portanto, o FS mínimo está ao redor de 5,1; aceita-se, em geral, FS 3,0.

BIBLIOGRAFIA

ASCE (1970). "Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth-Retaining Structures". ASCE, Speciality Conference.

BRINCH-HANSEN-DANISH TECH. PRESS (1953). "Earth Pressure Calculation".

DE MELLO, V.F.B. (1975). "Fundações e Elementos Estruturais Enterrados". Apostila de apoio às aulas, EPUSP.

MARZIONNA, J.D. (1977). "Determinação da Ficha em Paredes-Diafragma". Seminário apresentado no Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações (PEF), EPUSP, São Paulo.

TERZAGHI, K. (1943). "Theoretical Soil Mechanics". Editado por John Wiley & Sons, New York.

TSCHEBOTARIOFF (1973). "Foundation, Retaining and Earth Structures". 2ª ed.. Editado por McGraw-Hill, New York.

WEISENBACH, A. (1962). "Der Erdwiderstand von schmalen Drucklaschen". Die Bautechnik, Nº 6.

12ª AULA DE EXERCÍCIOS

REBAIXAMENTO DO NÍVEL D'ÁGUA

Pretende-se construir um edifício (15 x 20 m) em área litorânea, cujo subsolo é constituído de areia pouco argilosa contínua até o limite das sondagens (16 m de profundidade, onde se encontrou rocha alterada). O nível d'água foi detectado a 1 m de profundidade.

a) Que problemas podem ser antecipados se não forem adotadas medidas de controle do nível d'água?

b) Quais as soluções possíveis para esses problemas?

c) Um teste de bombeamento em um poço de 16 m de profundidade levou aos seguintes resultados após o estabelecimento do regime permanente:

$Q = 59{,}3$ l/min

$r_w = 15$ cm

$h_0 = 8{,}5$ m

Leituras em piezômetros a 16 m de profundidade: $r_1 = 15$ m; $h_1 = 14{,}0$ m

$r_2 = 30$ m; $h_2 = 14{,}5$ m

onde r_1 e r_2 são distâncias ao centro do poço.

Extrair os dados necessários a um projeto de rebaixamento.

d) Como se poderia estimar o coeficiente de permeabilidade caso se tivesse apenas um piezômetro instalado?

e) Avaliar o raio de influência de um poço nesse subsolo segundo Sichardt, levando em consideração o tempo de bombeamento (regime não estabilizado).

f) Projetar um sistema de rebaixamento que garanta que o N.A. se manterá pelo menos 1 m abaixo da cota de construção, para o caso de o edifício ter 3 subsolos. A cota aproximada de escavação é de 10 m.

g) Que problema essa solução poderá trazer para as edificações vizinhas?

SOLUÇÃO DA 12ª AULA DE EXERCÍCIOS

REBAIXAMENTO DO NÍVEL D'ÁGUA

INTRODUÇÃO

Antes de passarmos à solução da aula, vamos tecer alguns rápidos comentários de ordem geral, a respeito dos tipos de rebaixamento e controle da água subterrânea, de aquíferos e de fontes de alimentação, e de fórmulas empíricas para determinação do raio de influência de um poço.

1. Rebaixamento e controle do nível d'água

O nível d'água pode ser controlado através de um ou mais sistemas de rebaixamento compatíveis com o tamanho e profundidade da escavação, condições geológicas e características dos solos.

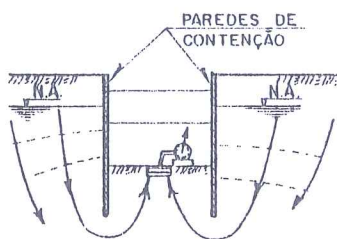
Alguns dos sistemas de rebaixamento possíveis são:

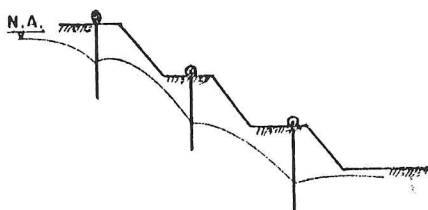
. Coleta d'água em canaletas e bombeamento

Para pequenas escavações e alguns tipos de solos não muito permeáveis e com taludes suaves.

Importante: não se pode esquecer de analisar a estabilidade dos taludes.

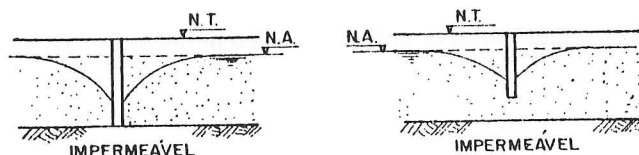
. Bombeamento da água diretamente do interior da vala

Desde que não haja problemas de liquefação do solo (areias) ou ruptura do fundo da vala.

Esse sistema, além de não ser muito seguro, dificulta bastante os trabalhos dentro da vala, pois o solo estará sempre saturado.

. Ponteiras

São pequenos poços, em geral constituídos de tubos de PVC de 2" a 3" de diâmetro. Como o funcionamento do sistema de ponteiras é a vácuo, a altura teórica de rebaixamento é de 10 m (1 atm = 10 m.c.a); no entanto, na prática, a altura de rebaixamento está limitada a cerca de 5,0 a 6,0 metros, em função do não estabelecimento de vácuo total, perda de carga nas tubulações etc..

Em termos práticos, e em primeira aproximação, pode-se adotar que uma ponteira tenha capacidade de esgotar 1 m^3/h.

Também em primeira aproximação, pode-se adotar que um conjunto motor-bomba de sucção tenha capacidade para operar 40 ponteiras.

. Poços profundos

São poços com diâmetro em geral da ordem de 30 a 60 cm, perfurados por sistema de lavagem.

Quando atingem o substrato impermeável são chamados de totalmente penetrantes, quando não, de parciamente penetrantes.

Utilizam bombas de recalque que trabalham submersas. Uma outra alternativa é a utilização de vácuo para aumentar a eficiência dos poços. Outro sistema muito utilizado nos últimos anos é o de injetores (princípio de Venturi) com bombas à superfície: prescinde das bombas submersas (muito caras) e pode trabalhar com poços de menor diâmetro (20 a 30 cm).

. Eletrosmose

São introduzidos dois eletrodos no solo saturado pelos quais faz-se passar uma corrente elétrica, que por sua vez faz a água do solo, que apresenta cátions dissolvidos, migrar do eletrodo positivo para o negativo. É um sistema pouco usado entre nós e também bastante caro, de aplicação restrita na prática a solos argilosos moles.

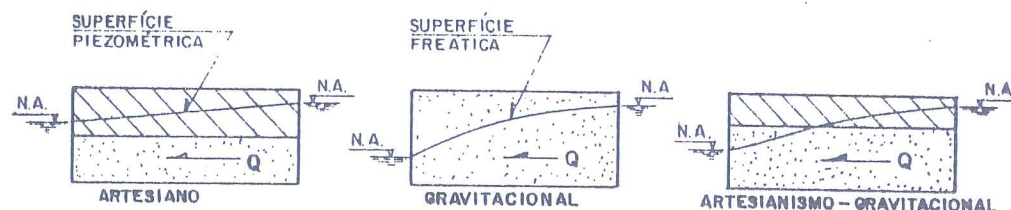
. Congelamento

Consiste em congelar a água existente no solo, em geral através de circulação de Nitrogênio resfriado, em tubulações previamente instaladas no solo.

2. Tipos de aquíferos

Basica e simplificadamente três são os tipos de aquíferos para os quais se tenta aproximar os casos reais: artesiano, gravitacional e artesiano-gravitacional. As soluções para esses tipos de aquíferos têm como base, além da lei de Darcy (Q = KiA), a teoria de Dupuit, cujas hipóteses básicas são:

. Para pequenas inclinações da linha freática, as linhas de fluxo podem ser consideradas horizontais e as equipotenciais verticais.

. O gradiente hidraúlico é igual à tangente à linha freática no ponto considerado, sendo constante para qualquer ponto da vertical traçada pelo ponto inicialmente considerado.

3. Fontes de alimentação

3.1 Fonte de alimentação circular ("ILHA")

Chama-se de "ilha" à área de influência do poço.

R = raio de influência do poço

r_W = raio do poço

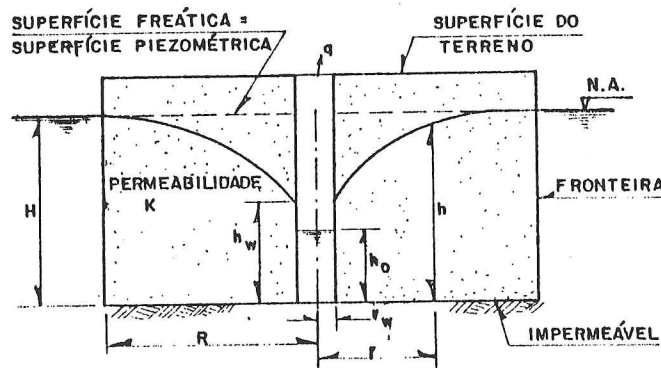
r = distância horizontal até o centro do poço

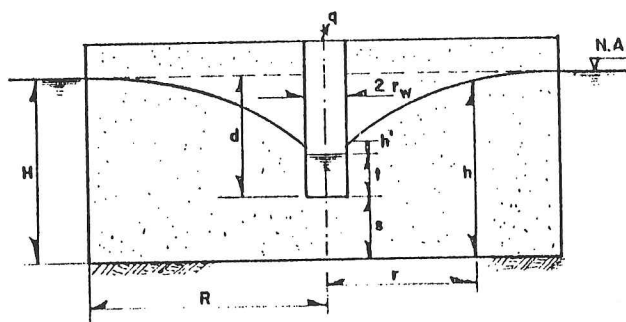
h = distância vertical entre o nível d'água nos pontos que distam r do centro do poço e o topo da camada impermeável

H = distância vertical entre a superfície do lençol freático fora da área de influência do poço e o topo da camada impermeável

k = permeabilidade do solo

a) Aquífero gravitacional

Totalmente penetrante

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{k\pi} \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

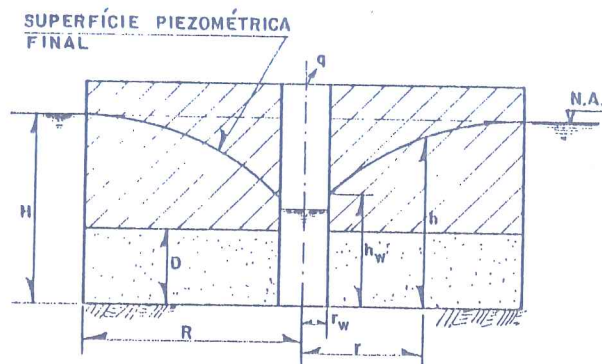
Parcialmente penetrante

Equação de Boreli:

$$q = k\pi \frac{(H-s)^2 - t^2}{\ln(R/r_w)} \left(1 + \left(0{,}30 + \frac{10\, r_w}{H}\right) \text{sen} \frac{1{,}8\, s}{H}\right)$$

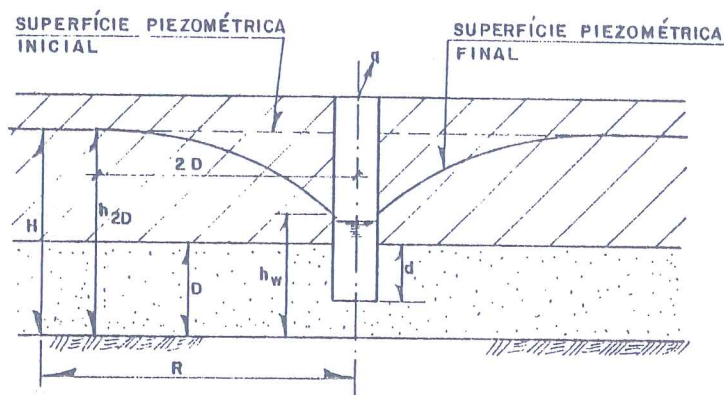
s = distância vertical entre o fundo do poço e o topo da camada impermeável

Para o cálculo da linha freática final há expressões próprias em função da relação r/h, vide Leonards (1962) e Badillo e Rodrigues (1975).

b) Aquífero Artesiano

Totalmente penetrante

$$H - h = \frac{q}{2\,k\,\pi\,D}\ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

D = espessura da camada permeável

Parcialmente penetrante

Equação de Glee:

$$h_{2D} - h_w = \frac{q}{4\,k\,\pi}\left(\frac{2}{d}\ln\frac{d}{2\,r_w} + \frac{0,20}{D}\right)$$

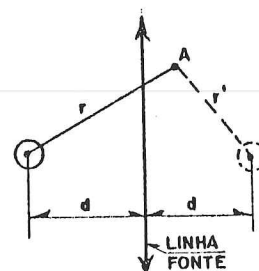
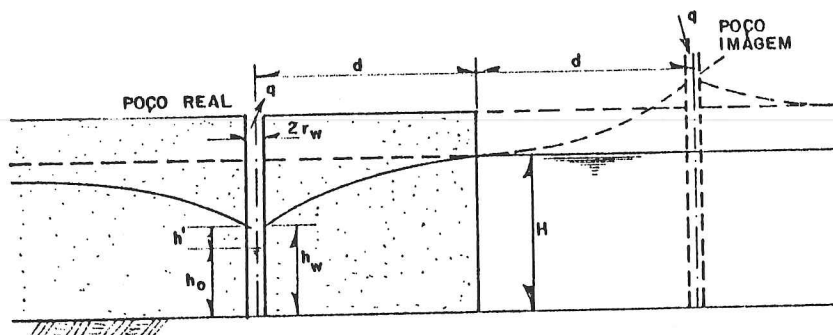
Válida para $d/D \leq 0,75$ e $d/(2r_w) \geq 5$

$$H - h_w = \frac{q}{2\,K\,\pi}\left(\frac{1}{D}\ln\frac{R}{2D} + \frac{1}{d}\ln\frac{\pi\,d}{2\,r_w} + \frac{0,10}{D}\right)$$

D = espessura da camada permeável

h_{2D} = distância vertical entre o nível d'água nos pontos que distam 2D do centro do poço e o topo da camada impermeável

3.2 Fontes de alimentação linear infinita - Método do poço imagem

Aquífero gravitacional

A situação imaginária é tal que o fluxo seja equivalente ao da situação real, e que, portanto, satisfaça às mesmas condições de contorno.

No caso, h = H na linha fonte. Resulta.

$$H^2 - h_A^2 = \frac{q}{k\,\pi} \ln \left(\frac{r'}{r}\right)$$

$$h^2 - h_w^2 = \frac{q}{k\,\pi} \ln \left(\frac{2d}{r_w}\right)$$

Essa última expressão, comparada com a do poço alimentado por fonte circular concêntrica de raio R, revela que se 2d > R, o efeito de fonte linear infinita pode ser desprezado.

4. Fórmulas empíricas para a determinação do raio de influência de um poço

4.1 Sichardt:

$R = 3000\ (H - h_w)\sqrt{k}$, quando se considera um poço isolado, com H e h_w em metros e k em m/s.

4.2 Levando em conta o tempo de bombeamento, com a expressão de Weber:

$$R_T \approx \sqrt{\frac{10\,H\,k\,t}{n_e}}$$

onde t = tempo de bombeamento (em segundos);

n_e = porosidade efetiva.

A porosidade efetiva mede a quantidade de água que pode ser retirada de um solo saturado por ação da

a)

Escavar abaixo do nível d'água em areia pouco argilosa, sem medidas de controle de N.A., pode provocar:

. instabilidade dos taludes de escavação;

. carreamento de material;

. instabilidade do fundo da escavação;

. aumento dos empuxos no escoramento da escavação;

. condições de trabalho difíceis.

b)

Soluções possíveis:

. Simples controle da água por esgotamento superficial, por meio de valas no fundo da cava, pouco mais profundas que essa.

. Rebaixamento do N.A. por ponteiras ou poços, dependendo da profundidade da escavação, do tipo de solo e do espaço disponível.

)

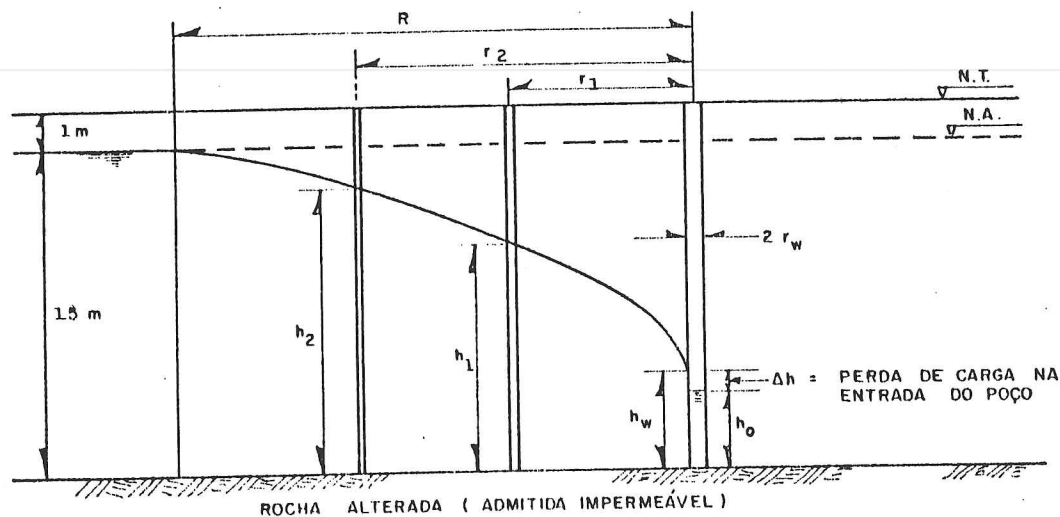
)a equação para poço isolado em aquífero gravitacional, com regime estabilizado e penetração total, vem:

$$^2 - h^2 = \frac{q}{k\,\pi} \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

álculo do coeficiente de permeabilidade:

$$= \frac{q}{\pi\,(H^2 - h^2)} \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

$$k = \frac{59,3 \times 10^{-3} \times 1/60}{\pi\,(14,5^2 - 14,0^2)} \ln\left(\frac{30}{15}\right) = 1,5 \times 10^{-5}\ \text{m/s}$$

$$k = 1,5 \times 10^{-3}\ \text{cm/s}$$

Cálculo do raio de influência, para a situação do ensaio realizado:

$$H^2 - h^2 = \frac{q}{k\,\pi} \ln\left(\frac{R}{r}\right)$$

$$\ln\left(\frac{R}{r}\right) = \frac{(H^2 - h^2)\,k\,\pi}{q}$$

$$\ln\left(\frac{R}{15}\right) = \frac{(15^2 - 14^2) \times 1,5 \times 10^{-5} \times \pi}{59,3 \times 10^{-3} \times 1/60} = 1,38$$

$$R = 59,8\ \text{m}$$

Cálculo da carga hidráulica na entrada do poço, para a situação do ensaio realizado:

$$H^2 - h_w^2 = \frac{q}{k\,\pi} \ln\left(\frac{R}{r_w}\right)$$

$$15^2 - h_w^2 = \frac{59,3 \times 10^{-3} \times 1/60}{1,5 \times 10^{-5} \times \pi} \ln\left(\frac{59,8}{0,15}\right)$$

$$h_w = 9,97\ \text{m}$$

d)

Caso houvesse apenas um piezômetro instalado, poder-se-ia avaliar o valor de k estimando-se um valor de R e de δh (diferença de carga entre as faces externa e interna do poço). Com 2 equações e 2 incógnitas determina-se o valor de k.

e)

Determinação do raio de influência segundo Sichardt:

$R = 3000 \ (H - h_w) \sqrt{k}$, quando se considera um poço isolado, com H e h_w em metros e k em m/s.

$R = 3000 \times (15 - 9{,}97) \times (1{,}5 \times 10^{-5})^{0{,}5} = 58{,}4$ m

Observação importante: Neste caso em particular, o valor do raio de influência obtido pela fórmula de Sichardt foi praticamente o mesmo que o anteriomente obtido. Entretanto, não há obrigação nenhuma para que isto sempre aconteça, já que a fórmula de Sichardt é empírica e foi determinada para condições particulares por ele estudadas.

Levando em conta o tempo de bombeamento, com a expressão de Weber:

$$R_T \approx \sqrt{\frac{10\,H\,k\,t}{n_e}}$$

Para a areia argilosa, adotando-se $n_e = 20\%$:

$$R_T \approx \sqrt{\frac{10 \times 15 \times 1{,}5 \times 10^{-5} \times t}{0{,}2}}$$

Para t = 1 mês, $R_T = 171$ m.

Fica evidente que para tempos maiores a expressão começa a dar resultados absurdos.

Antes de passarmos ao cálculo efetivo do rebaixamento, vamos apresentar um roteiro simplificado de cálculo:

. Proceder às definições iniciais:

.. geométricas (dimensões da área a ser rebaixada, profundidade da escavação, distância do sistema de rebaixamento à vala etc.);

.. geotécnicas (coeficiente de permeabilidade, tipo de aquífero, tipo de fonte de alimentação etc.);

.. sistema de rebaixamento (tipo, espaçamento etc.).

. Definição da profundidade do rebaixamento:

.. N.A. máximo

.. Fundo da vala

.. Adicional de segurança

. Determinação do raio do poço equivalente (A)

.. para fonte de alimentação circular:

$$A = \sqrt{\frac{a\,b}{\pi}}$$

onde a e b são os lados da vala.

. Determinação dos raios de influência

.. Poço isolado: R (Sichardt etc.)

.. Conjunto : $R_0 = \sqrt{(R^2 + A^2)}$

. Determinação da profundidade dos poços de rebaixamento

.. totalmente penetrante

.. parcialmente penetrante

. Determinação da vazão total afluente em função do tipo de aquífero (Q)

. Determinação da vazão máxima (Qmáx)

Qmáx = Q X adicionais

.. poços parcialmente penetrantes

.. aceleração do rebaixamento

.. coeficiente de segurança

.. etc..

. Determinação da capacidade de captação de um poço isolado (q)

$$q = 2\,\pi\, r_w\, h\, \frac{\sqrt{k}}{15}$$, com k em m/s (Sichardt)

. Determinação do número de poços

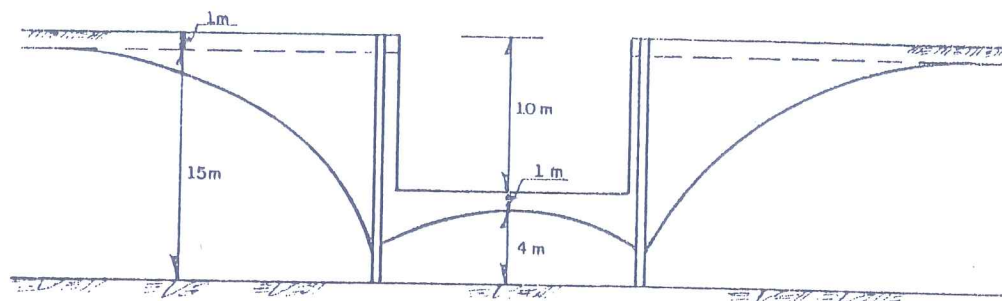
$n = Q_{máx}/q$

. Determinação dos pontos críticos, isto é, aqueles em que o rebaixamento provoca a máxima vazão

. Verificações das curvas de recargas entre poços

. Cálculo das perdas de carga ao longo das instalações hidráulicas

. Escolha da bomba

Passemos, então, ao cálculo do rebaixamento por poços profundos, solicitado no exercício.

Vamos fazer uma primeira avaliação da vazão d'água que deverá ser retirada, assimilando-se a escavação a um poço único, circular, de área equivalente à da escavação.

$$A = \sqrt{(15 \times 20 / \pi)} = 9{,}8 \text{ m}$$

Estimativa do raio de influência:

$$R = 3000 \times (15-5) \times \sqrt{(1{,}5 \times 10^{-5})} = 116 \text{ m}$$

Raio de influência do conjunto:

$$R_0 = \sqrt{(9{,}8^2 + 116^2)} = 116{,}4 \text{ m}$$

Vazão total afluente à vala (aquífero gravitacional):

$$Q = \frac{1{,}5 \times 10^{-5} \times \pi \times (15^2 - 5^2)}{\ln (116{,}4/9{,}8)} = 3{,}81 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão total, já considerando-se os adicionais (10%):

$$Q_{máx} = 1{,}1\ Q = 1{,}1 \times 3{,}81 \times 10^{-3} = 4{,}2 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

Vazão máxima que um poço pode retirar:

Como o rebaixamento deve ser tal que a água, no ponto crítico, esteja pelo menos 1,0 m abaixo do fundo da escavação (ver figura), vamos adotar que a altura molhada no poço seja de $h_w = 3{,}0$ m.

$$q_{máx} = 2\,\pi\, r_w\, h_w \sqrt{k} / 15 = 2 \times \pi \times 0{,}15 \times 3{,}0 \times \sqrt{(1{,}5 \times 10^{-5})} / 15$$

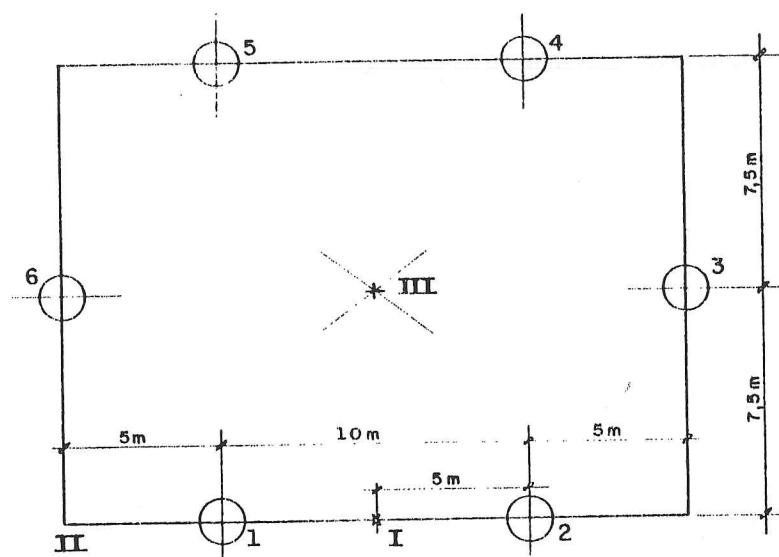
$$q_{máx} = 7{,}3 \times 10^{-4}\ m^3/s$$

$r_w = 0{,}15$ m

O valor da velocidade é limitada em $v = \sqrt{k} / 15$ para evitar a colmatação dos poços.

Número de poços necessários:

$$n = \frac{Q_{máx}}{q} = \frac{4{,}2 \times 10^{-3}}{7{,}3 \times 10^{-4}} = 5{,}8;\ \text{portanto, } n = 6 \text{ poços.}$$

Locação inicial dos poços:

A superposição de efeito pode ser verificada por:

$$Q = \frac{k\,\pi\,(H^2 - h^2)}{\ln R - 1/n\,\Sigma \ln x_p} \quad \text{para aquífero artesiano}$$

onde Q = vazão retirada da vala

x_p = distância dos poços ao ponto considerado

R = raio de influência do sistema

n = número de poços

Vamos verificar a posição do N.A., nos pontos I, II e III :

Ponto I

Poço	1	2	3	4	5	6
x_p (m)	5,0	5,0	12,5	15,8	15,8	12,5
$\ln x_p$	1,61	1,61	2,53	2,76	2.76	2,53

$\Sigma \ln x_p = 13{,}80$

$$Q = \frac{1{,}5 \times 10^{-5} \times \pi \times (15^2 - 5^2)}{\ln 116{,}4 - 1/6 \times 13{,}80}$$

$Q = 3{,}84 \times 10^{-3}\ m^3/s$

Ponto II

Poço	1	2	3	4	5	6
x_p (m)	5,0	15,0	21,4	21,2	15,8	7,5
$\ln x_p$	1,61	2,71	3,06	3,05	2,76	2,02

$\Sigma \ln x_p = 15{,}21$

$$Q = \frac{1{,}5 \times 10^{-5} \times \pi \times (15^2 - 5^2)}{\ln 116{,}4 - 1/6 \times 15{,}21}$$

$Q = 4{,}24 \times 10^{-3}\ m^3/s$

Ponto III

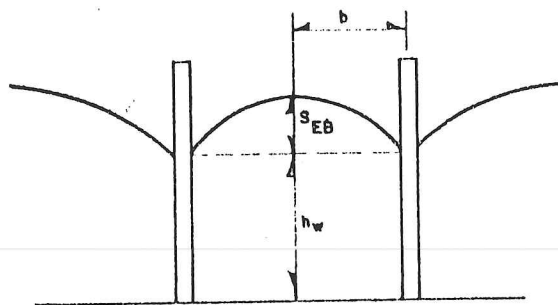
Poço	1	2	3	4	5	6
x_p (m)	9,0	9,0	10,0	9,0	9,0	10,0
$\ln x_p$	2,2	2,2	2,3	2,2	2,2	2,3

$\Sigma \ln x_p = 13{,}40$

$$Q = \frac{1{,}5 \times 10^{-5} \times \pi \times (15^2 - 5^2)}{\ln 116{,}4 - 1/6 \times 13{,}40}$$

$Q = 3{,}74 \times 10^{-3}\ m^3/s$

O ponto crítico é o II, pois exige que seja retirada a maior vazão para manter a carga hidráulica no valor do projeto.

Vamos finalmente, verificar a altura d'água na entrada do poço, para a vazão prevista:

Conforme Arendts e Herth: $h = h_w + s_{EB}$

Segundo Herth: $s_{EB} = h - \sqrt{(h^2 - \frac{1,5\ q\ \ln(b/r)}{k\ \pi})}$

$$q = \frac{Q_{máx}}{n} = \frac{4,24 \times 10^{-3}}{6} = 7,1 \times 10^{-4}\ m^3/s$$

$$s_{EB} = 5 - \sqrt{(5^2 - \frac{1,5 \times 7,1 \times 10^{-4} \times \ln(5,0/0,15)}{1,5 \times 10^{-5} \times \pi})}$$

$$s_{EB} = 5 - \sqrt{(25 - 52,8)}$$

Isso significa que o sistema projetado não é capaz de rebaixar o N.A. conforme desejado.

Alguns dos motivos possíveis são:

. número de poços insuficiente;

. altura de entrada d'água (h_w) no poço muito alto;

. diâmetro do poço muito pequeno;

. distância entre poços muito grande;

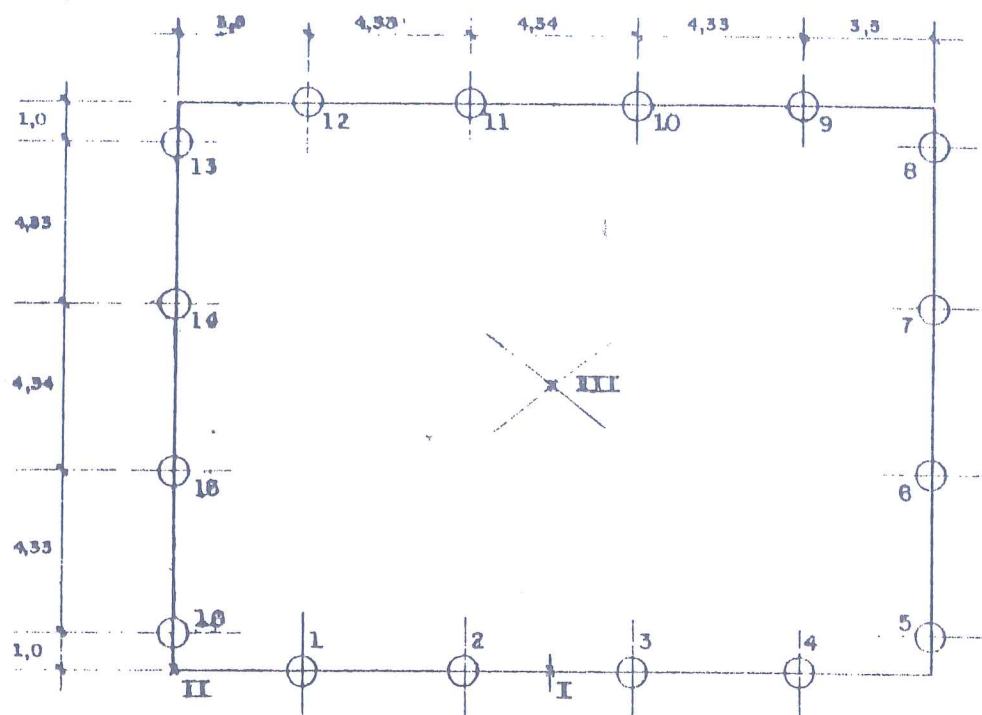
. etc..

Torna-se pois necessário diminuir a altura d'água na entrada do poço. Vamos adotar h_w = 1,2 m e manter as demais características geométricas do poço.

$q_{máx} = 2 \pi r_w h_w \sqrt{k} / 15 = 2 X \pi X 0,15 X 1,2 X \sqrt{(1,5 X 10^{-5})} / 15$

$q_{máx} = 2,9 X 10^{-4}\ m^3/s$ para um poço

$$n = \frac{4,2 X 10^{-3}}{2,9 X 10^{-4}} = 14,5$$

Adota-se 16 poços por razão de simetria

	Ponto I		Ponto II		Ponto III	
Poço	x_p (m)	ln x_p	x_p (m)	ln x_p	x_p (m)	ln x_p
1	6,50	1,87	3,50	1,25	9,92	2,29
2	2,17	0,77	7,83	2,06	7,81	2,06
3	2,17	0,77	12,17	2,50	7,81	2,06
4	6,50	1,87	16,50	2,80	9,92	2,29
5	10,05	2,31	20,02	3,00	11,93	2,48
6	11,33	2,43	20,70	3,03	10,23	2,33
7	13,91	2,63	22,22	3,10	10,23	2,33
8	17,20	2,84	24,41	3,19	11,93	2,48
9	16,35	2,79	22,30	3,10	9,92	2,29
10	15,16	2,72	19,32	2,96	7,81	2,06
11	15,16	2,72	16,92	2,83	7,81	2,06
12	16,35	2,79	15,40	2,73	9,92	2,29
13	17,20	2,84	14,00	2,64	11,93	2,48
14	13,91	2,63	9,67	2,27	10,23	2,33
15	11,33	2,43	5,33	1,67	10,23	2,33
16	10,05	2,31	1,00	0,00	11,93	2,48

Ponto	Vazão Total (m^3/s)	Vazão por Poço (m^3/s)
I	$3{,}83 \times 10^{-3}$	$2{,}4 \times 10^{-4}$
II	$4{,}08 \times 10^{-3}$	$2{,}6 \times 10^{-4}$
III	$3{,}82 \times 10^{-3}$	$2{,}4 \times 10^{-4}$

Para o ponto II:

$$s_{EB} = 5 - \sqrt{\left(5^2 - \frac{1{,}5 \times 2{,}6 \times 10^{-4} \times \ln (4{,}34/2)/0{,}15}{1{,}5 \times 10^{-5} \times \pi}\right)}$$

$$s_{EB} = 5 - \sqrt{(25 - 22{,}11)} = 5 - 1{,}70 = 3{,}30 \text{ m}$$

Portanto, h_w = 1,70 m, próximo do inicialmente admitido.

Como a vazão por poço é menor que a máxima calculada acima, podemos dizer que o dimensionamento está OK.

g)

O rebaixamento do nível d'água produz um acréscimo de tensões efetivas ao longo de todo a área antes submersa, com consequentes recalques. Deve ser feita uma análise dos prédios vizinhos, calculando-se os recalques (absolutos e diferenciais) pelas teorias usuais (no caso das areias, por exemplo, Schmertmann), e fazendo-se uma estimativa dos danos. Caso esses sejam intoleráveis, deve-se tomar medidas preventivas: subfundação, reinjeção de água e outros.

Esses problemas de recalque são mais graves quando o rebaixamento do N.A. permanece por tempo prolongado e acarreta acréscimo de tensões efetivas em camadas de argila mole, com os consequentes recalques por adensamento.

BIBLIOGRAFIA

LEONARDS, G. (1962). "Foundation Engineering". Editado por McGraw-Hill, New York.

BADILLOM, E.J.; RODRIGUEZ, A.R. (1975). "Mecánica de Suelos". Editorial Limusa, Tomo III.

ARNDTS/HERTH (1973). "Grundwasser Absenkung". Wilhem Ernst.